Уо – стр. 65
Га – стр. 22

И. И. Улицкий, С. А. Ривкин, М. В. Самолетов
А. А. Дыховичный

ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

☆

(РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ)



ГОСУДАРСТВЕННОЕ ИЗДАТЕЛЬСТВО
ТЕХНИЧЕСКОЙ ЛИТЕРАТУРЫ УССР
КИЕВ—1958

Настоящее пособие по проектированию железобетонных конструкций гражданских, промышленных и инженерных сооружений содержит подробные данные по статическому расчету, подбору сечений и конструированию. Приводится большое количество подробно разработанных примеров, таблиц, формул и других материалов, облегчающих расчет.

Значительное место уделено сборным железобетонным конструкциям.

Пособие предназначено для инженеров-строителей, проектировщиков и студентов строительных вузов.

ПРЕДИСЛОВИЕ

Постановления Центрального Комитета КПСС и Совета Министров СССР по вопросам индустриализации строительства, замены металла и дерева железобетоном и широкому внедрению сборного железобетона во все области строительства ставят перед проектировщиками задачи всемерного облегчения конструкций и устранения архитектурных и конструктивных излишеств.

Выполнение этих задач требует от проектировщиков повышения общей культуры проектирования и, в частности, уточнения расчета.

Уточнению расчетов способствует созданная и введенная в СССР новая методика расчета элементов и конструкций по предельным состояниям.

Предлагаемая работа является пособием и имеет целью способствовать систематизации и уменьшению трудоемкости расчетов, овладению особенностями проектирования сборных железобетонных конструкций, а также помочь инженерам-проектировщикам и студентам строительных вузов в освоении новой методики расчета железобетонных элементов и конструкций по предельным состояниям.

Пособие состоит из четырех разделов.

Раздел I содержит данные по расчету и конструированию железобетонных элементов и конструкций. В нем приводятся подробные сведения о материалах для железобетонных конструкций и рекомендации по их выбору, а также указания по конструированию. Значительное место отведено расчету элементов железобетонных конструкций по предельным состояниям (по несущей способности, деформациям и по образованию и раскрытию трещин). Часть раздела посвящена проектированию железобетонных элементов и конструкций (плиты, балки, колонны, фундаменты, рамные конструкции и др.). Так как в расчетах железобетонных конструкций встречается необходимость в проверке отдельных узлов из неармированного бетона, в этом разделе приведены положения Н и ТУ 123—55, касающиеся проектирования бетонных конструкций.

Здесь же помещены числовые примеры, иллюстрирующие технику расчета сечений элементов железобетонных конструкций.

При изложении техники расчета сечений изгибаемых, внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов наряду с формулами приведена компактная универсальная таблица для любых марок бетона и стали. В связи с возросшей номенклатурой сталей количество индивидуальных таблиц довольно велико, поэтому они не приводятся. По мнению авторов, с методической точки зрения использование одной универсальной таблицы имеет ряд преимуществ.

При изложении материала авторы придерживались текста официальных нормативных документов, а также ведомственных инструкций, в особенности инструкций Гипротис и ЦНИПС.

Раздел II содержит примеры расчета и конструирования распространенных железобетонных конструкций. Основное внимание уделено сборным железобетонным конструкциям. Авторы сочли целесообразным поместить также небольшое количество примеров расчета монолитных железобетонных конструкций.

В разделе III помещены материалы, облегчающие статический расчет (определение внутренних усилий) железобетонных конструкций. Эти материалы носят преимущественно характер таблиц или формул и только в некоторых случаях представляют собой краткое теоретическое изложение вопроса.

В разделе приведены материалы, охватывающие обширную категорию железобетонных конструкций, встречающихся в гражданских, промышленных и инженерных сооружениях.

Помещение значительного по объему материала в этом разделе должно дать возможность проектировщикам воспользоваться ценными данными, опубликованными в редких изданиях, а также неопубликованными материалами, содержащимися в ведомственных инструкциях и пособиях.

Из огромного количества имеющихся в литературе и в ведомственных изданиях таблиц и формул выбраны наиболее удобные, обеспечивающие необходимую для инженерных расчетов точность. При этом не везде удалось избежать частичного дублирования материала, которое в каждом отдельном случае казалось оправданным.

Часть материалов, помещенных в разделе III, имеет оригинальный характер и публикуется впервые.

Авторы стремились везде, где это представилось возможным по состоянию современной науки, параллельно с расчетом железобетонных конструкций как упругих систем освещать также расчет по методу предельного равновесия.

Все таблицы и формулы сопровождаются краткими пояснениями и рекомендациями, отмечающими их особенности и область применения. Кроме того, по расчету каждого вида конструкций приводится краткий перечень литературы.

Раздел IV носит вспомогательный характер и содержит данные о нагрузках и их расчетных сочетаниях.

В настоящее издание, ввиду отсутствия (в период подготовки книги к печати) соответствующих законченных Н и ТУ, авторы не включили материалы, касающиеся расчета предварительно напряженных железобетонных конструкций и конструкций с несущей арматурой.

Пособие составлено кандидатами технических наук И. И. Улицким и С. А. Ривкиным. Примеры расчета и оформление табличного материала выполнены инженерами М. В. Самолетовым и А. А. Дыховичным под руководством И. И. Улицкого и С. А. Ривкина.

Авторы выражают глубокую благодарность заслуженному деятелю науки и техники профессору В. Н. Ярину за ценные советы, а также приносят благодарность инж. Н. Л. Табенкину (Гипротис) за предоставление ряда материалов.

Авторы будут весьма признательны за все замечания и пожелания, которые просят направлять по адресу: г. Киев, Красноармейская, 11, Гостехиздат Украины.

*РАЗДЕЛ I**

ДАННЫЕ ПО РАСЧЕТУ И КОНСТРУИРОВАНИЮ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ И КОНСТРУКЦИЙ

ОБЩИЕ УКАЗАНИЯ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ КОНСТРУКЦИЙ

Бетонные и железобетонные конструкции должны проектироваться с учетом:

а) условий эксплуатации конструкций;

б) экономии металла, цемента и лесоматериалов;

в) наименьшей трудоемкости изготовления и возведения конструкций;

г) стандартизации и унификации элементов конструкций, их соединений и арматуры;

д) применения сборных конструкций, изготовляемых на заводах и специально оборудованных полигонах.

При проектировании железобетонных конструкций следует широко применять конструктивные решения, позволяющие наиболее эффективно использовать бетоны высоких марок,— предварительно напряженные конструкции, тонкостенные и пустотелые крупнопанельные элементы сборных покрытий и перекрытий, пространственные тонкостенные конструкции и т. п.

Выбор конструкций должен производиться в полной увязке с методом их возведения и с учетом конкретных условий строительства.

При разработке проектов следует исходить из необходимости максимальной унификации типоразмеров конструктивных элементов.

Геометрические формы конструкций следует принимать простыми. Применение конструкций сложных форм очертания должно быть обосновано как экономическими их преимуществами, так и целесообразностью осуществления.

При проектировании зданий и сооружений с применением сборных железобетонных конструкций и деталей следует:

1. Максимально унифицировать основные параметры (пролеты, нагрузки на перекрытия зданий, высоты помещений), применять, как правило, модулированные сетки колонн, используя утвержденные стандартные и типовые элементы и детали конструкций.

---

* Раздел I составлен в соответствии с «Нормами и техническими условиями проектирования бетонных и железобетонных конструкций» (Н и ТУ 123—55) с использованием следующих материалов: «Инструкция по расчету сечений элементов железобетонных конструкций» (И 123—55), Инструкция по конструированию элементов железобетонных конструкций (СН 15—57), М., 1958; Серия ЖБ—516, Ленпромстройпроект. 1957.

2. Предельно ограничивать количество типоразмеров одноименных элементов конструкций.

3. Укрупнять элементы конструкций, насколько это позволяют грузоподъемность монтажных механизмов, габариты, а также условия транспортирования и изготовления.

Выбор размеров и веса сборных железобетонных элементов должен производиться с учетом имеющихся транспортных средств и наибольшего использования грузоподъемности применяемых монтажных механизмов.

4. Выбирать конструктивные типы сборных железобетонных элементов с учетом принятой технологии их производства на заводах и полигонах.

Для сборных железобетонных конструкций, изготовляемых на заводах и специально оборудованных полигонах, в целях уменьшения веса и повышения жесткости следует широко применять конструкции, имеющие тавровые, двутавровые, коробчатые, многопустотные и тому подобные сечения.

При проектировании монолитных конструкций следует принимать для каждого объекта минимальное количество размеров сечений балок и колонн и исходить из усовершенствованных методов их возведения с применением инвентарных подмостей, катучей, скользящей и переставной опалубки, индустриальных типов арматуры, а также использования механизированных способов подачи и укладки бетонной смеси.

УНИФИКАЦИЯ КОНСТРУКЦИЙ

ПРОМЫШЛЕННЫЕ ЗДАНИЯ *

Для унификации строительных конструкций и деталей необходимо в проектах зданий и сооружений применять наряду с унифицированными сетками колонн, высотами пролетов и расчетными нагрузками стандартные планировочные решения, конструктивные схемы и узлы сопряжений конструкций, а также соблюдать правила по привязке конструктивных элементов зданий и сооружений к основным разбивочным осям.

При проектировании зданий следует стремиться к наиболее простой форме здания в плане, допуская применение взаимно перпендикулярных пролетов только по условиям технологического процесса.

В многопролетных одноэтажных зданиях с внутренними водостоками следует избегать устройства перепадов по высоте в пролетах одного направления, если эти перепады не превышают 1 *м* (это же относится и к перепаду в 2 *м*, если площади пониженных пролетов составляют не более 40—50% общей площади цеха).

В зданиях со сборными железобетонными колоннами при наличии кранов различной грузоподъемности и при одинаковой высоте пролетов габариты колонн во всех пролетах следует принимать по габаритам наиболее тяжелых кранов (рис. 1.1, *а*), за исключением тех случаев, когда по условиям технологии целесообразно увеличить отметку подкранового рельса в пролетах, оборудованных легкими кранами (рис. 1.1, *б*).

* При составлении использованы «Основные положения по унификации конструкций производственных зданий» (введены в действие приказом № 142 от 3 июня 1955 г. Государственным Комитетом Совета Министров СССР по делам строительства), «Нормы и технические условия проектирования производственных зданий промышленных предприятий» (Н и ТУ 133—55) и материалы ГПИ Промстройпроект.

Примыкание низких продольных пролетов к повышенному поперечному рекомендуется совмещать с температурным швом и осуществлять на парных колоннах с введением вставки между основными разбивочными осями здания. Величина вставки определяется следующим образом.

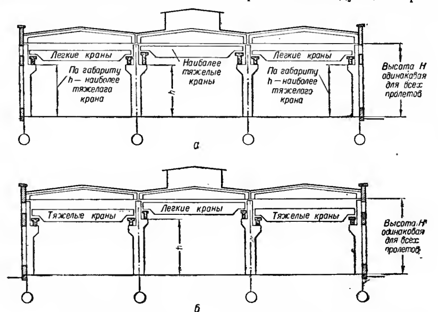


Рис. 1. 1. Габариты колонн в зданиях с одинаковой высотой пролетов:
а — отметки уступов колонн одинаковы; *б* — отметки уступов колонн для легких кранов повышены.

При кранах грузоподъемностью до 30 *т* (рис. 1.2,*а*)

$$a = c + b.$$

При кранах грузоподъемностью более 30 *т* (рис. 1.2,*б*)

$$a = c + b + 250,$$

где a — величина вставки;
c — зазор температурного шва;
b — толщина стены.

При наличии перепадов по высоте между двумя параллельными пролетами в зданиях шириной 60 *м* и более примыкание указанных пролетов рекомендуется совмещать с температурным швом и осуществлять на парных колоннах с введением вставки между продольными разбивочными осями. Величина вставки определяется следующим образом.

При кранах грузоподъемностью до 30 *т* (рис 1. 3,*а*)

$$a = c + b.$$

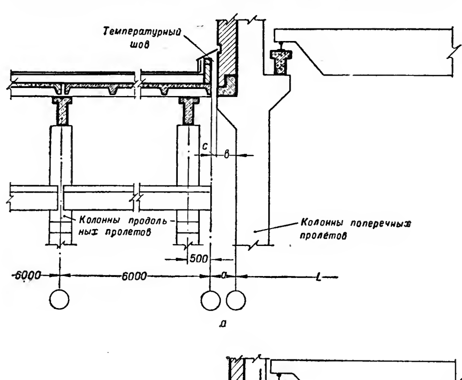
При кранах грузоподъемностью более 30 *т* (рис. 1. 3,*б*)

$$a = c + b + 250.$$

В зданиях шириной менее 60 *м* перепады высот следует осуществлять на одной колонне (рис. 1.4).

Для одноэтажных многопролетных зданий значительной ширины рекомендуется применять кровли с внутренним отводом воды, за исключением тех случаев, когда устройство ливневой канализации на площадке не является экономически целесообразным.

Фонари верхнего света и фонари для аэрации следует, как правило, устраивать продольными, а не поперечными.



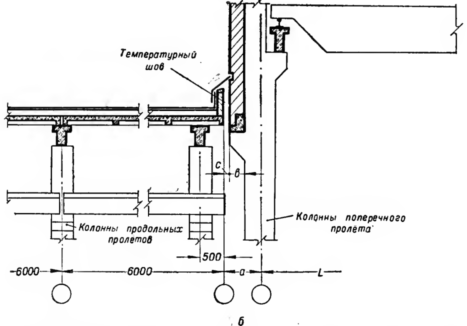


Рис. 1.2. Определение величины вставки в местах примыкания низких продольных пролетов к повышенному поперечному при кранах грузоподъемностью:
а — до 30 *т*; *б* — более 30 *т*.

В одноэтажных зданиях с пролетами до 18 *м* включительно расстояния между разбивочными осями следует принимать в поперечном

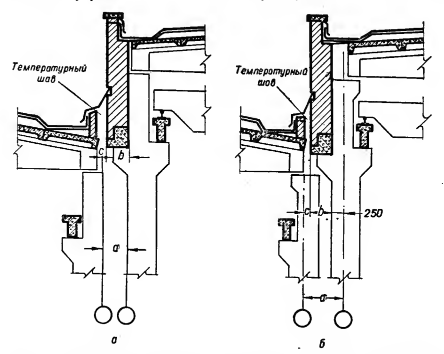


Рис. 1. 3. Определение величины вставки в местах примыкания параллельных пролетов при наличии перепадов высоты в зданиях шириной 60 *м* и более при кранах грузоподъемностью:

а — до 30 *т*; *б* — более 30 *т*.

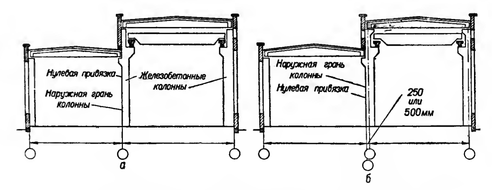


Рис. 1.4. Примыкание параллельных пролетов при наличии перепадов высоты в зданиях шириной менее 60 *м* при кранах грузоподъемностью:

а — до 30 *т*; *б* — более 30 *т*.

направлении кратными 3 *м*, а свыше 18 *м* — кратными 6 *м*. Расстояния между разбивочными осями в продольном направлении следует принимать кратными 6 *м* (при пролетах 6 и 9 *м* шаг колонн следует принимать только 6 *м*). В многоэтажных зданиях расстояния между разбивочными осями стен и колонн следует принимать равными 6 *м*.

Высота помещений в одноэтажных зданиях должна назначаться следующим образом.

В зданиях без мостовых кранов высота от пола до низа несущих конструкций должна быть кратной 1000 *мм* (это указание не распространяется на бескаркасные здания, в которых высоту допускается назначать кратной 200 *мм*).

В зданиях с мостовыми кранами номинальная высота от уровня пола до головки рельса H_1 (рис. 1.5) должна быть кратной 1000 *мм* при отметке подкранового рельса до 8 *м* и 2000 *мм* при отметке подкранового рельса более 8 *м*. Высота от уровня пола до низа несущих конструкций покрытия H, а также до верха крановой консоли h должна быть кратной 200 *мм*.

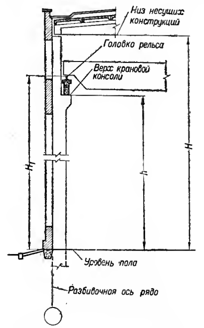


Рис. 1. 5. Высота зданий, оборудованных мостовыми кранами.

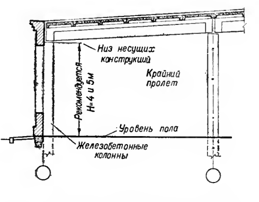


Рис. 1. 6. Высота крайних пролетов зданий с наружным отводом воды без мостовых кранов.

Рекомендуется в крановых пролетах высоту H_1 (рис. 1.5) при кранах грузоподъемностью 5 и 10 *т* принимать равной 6 и 8 *м*, а при кранах грузоподъемностью 15, 20 и 30 *т* — 8, 10 и 12 *м*; при этом высота 12 *м* принимается только для кранов грузоподъемностью 20 и 30 *т*.

Для кранов грузоподъемностью 5, 10, 15, 20 и 30 *т* расстояние от разбивочной оси ряда до оси подкранового рельса рекомендуется принимать равным 750 *мм*.

Для пролетов без мостовых кранов высоту H (рис. 1.6) в крайних пролетах зданий с наружным отводом воды рекомендуется принимать равной 4 и 5 *м*, допуская при специальном обосновании принимать H менее 4 *м*.

Высоты пролетов зданий с подвесными кранами, а также зданий с внутренним отводом воды без мостовых кранов следует принимать равными 5 и 6 *м* (рис. 1.7).

При наличии в пролетах одноэтажных зданий кранов различной грузоподъемности рекомендуется отметку уровня подкрановой консоли принимать постоянной, изменяя номинальную отметку уровня подкранового рельса. Если расположение подкрановых рельсов в разных уровнях на одной колонне значительно осложняет конструкцию тормозных

балок или ферм, уровень подкрановых рельсов выравнивается с помощью подкладок (рис. 1.8).

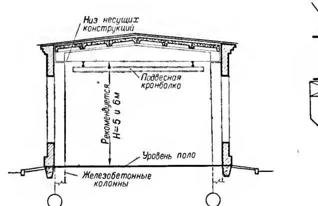


Рис. 1. 7. Высота зданий с подвесными кранами или без кранов при внутреннем отводе воды.

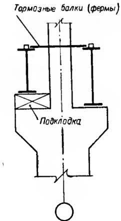


Рис. 1. 8. Выравнивание уровня подкрановых рельсов с помощью подкладок.

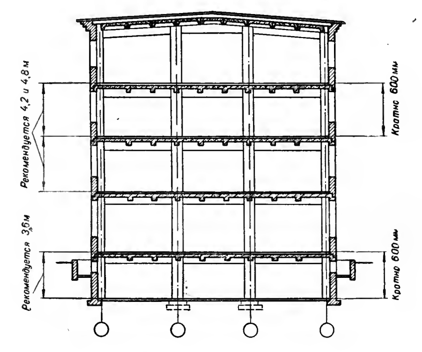


Рис. 1. 9. Высоты этажей многоэтажных зданий.

Высота этажей многоэтажных зданий должна приниматься кратной 600 *мм* (рекомендуется принимать высоту надземных этажей 4,2 и 4,8 *м*). Высоту подвалов рекомендуется принимать 3,6 *м* (рис. 1.9).

В одноэтажных зданиях продольные наружные стены должны привязываться к разбивочным осям с соблюдением следующих правил.

1. Несущие стены толщиной не менее 380 *мм* без пилястр, а также несущие стены толщиной 380 *мм* с пилястрами до 130 *мм* должны располагаться таким образом, чтобы ось ряда проходила на расстоянии 250 *мм* от внутренней грани стены (рис. 1.10, *а*).

2. Внутренняя грань несущих стен с пилястрами, служащими опорой для несущих конструкций покрытия, совмещается с осью ряда (нулевая привязка) (рис. 1.10, *б*).

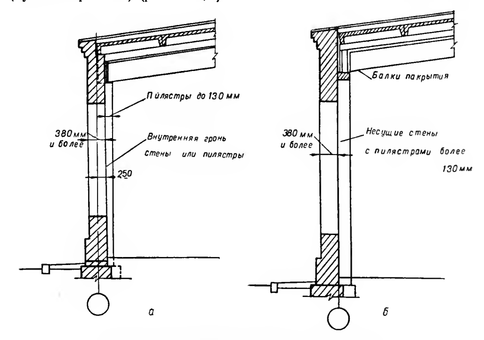


Рис. 1. 10. Привязка продольных несущих стен:
а — без пилястр или с пилястрами до 130 *мм*; *б* — с пилястрами более 130 *мм*.

3. Железобетонные колонны наружных стен бескрановых зданий или зданий, оборудованных кранами грузоподъемностью до 30 *т* включительно при шаге колонн 6 *м* (рис. 1.11) размещаются таким образом, чтобы ось ряда проходила по наружной грани колонны (нулевая привязка).

В зданиях с железобетонными колоннами с шагом колонн 12 *м* и более и в зданиях, оборудованных мостовыми кранами грузоподъемностью более 30 *т*, наружная грань колонны располагается на расстоянии 250 или 500 *мм* от продольной разбивочной оси здания (рис. 1.12).

В местах перепада по высоте смежных пролетов одноэтажных зданий с железобетонными колоннами, бескрановых или оборудованных кранами грузоподъемностью до 30 *т*, при шаге колонн в месте перепада 6 *м* наружные грани колонн повышенной части здания совмещаются с разбивочной осью продольного ряда (рис. 1.13).

Колонны средних рядов одноэтажных зданий следует располагать так, чтобы основная ось ряда проходила по геометрическому центру сечения их верхней надкрановой части.

В продольном направлении колонны должны располагаться таким образом, чтобы геометрический центр сечения совмещался с поперечными осями пролетов (кроме колонн, примыкающих к температурным швам, торцам пролетов или к поперечному пролету).

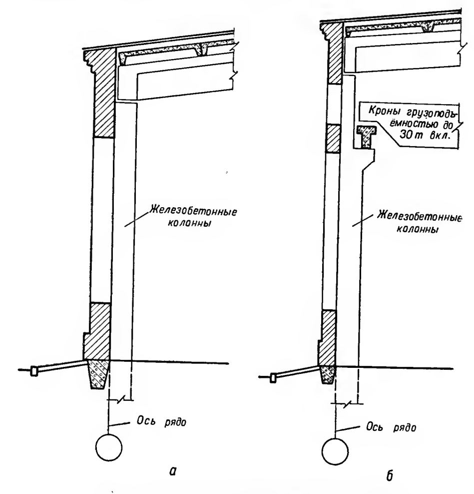


Рис. 1. 11. Привязка железобетонных колонн в цехах:
а — без кранов; б — оборудованных кранами грузоподъемностью до 30 *т*.

Поперечные температурные швы следует осуществлять на парных колоннах без вставки (рис. 1.14). При этом ось температурного шва совмещается с осью ряда, а оси парных колонн смещаются с оси шва на 500 *мм**. (Допускается устройство продольных температурных швов на катковых опорах.)

4. Несущие торцовые стены без пилястр должны размещаться таким образом, чтобы поперечная разбивочная ось здания проходила на расстоянии 250 *мм* от внутренней ее грани (рис. 1.15, *а*).

* Допускается до утверждения типовых конструкций зданий со смещением колонн с оси температурного шва на 500 *мм* принимать расстановку колонн в температурных швах и торцовых колонн со смещением на 375 *мм*.

5. Несущие торцовые стены с пилястрами (рис. 1.15, *б*) совмещаются внутренней гранью с осью ряда (нулевая привязка).

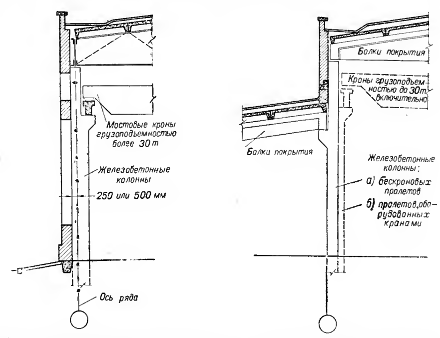


Рис. 1. 12. Привязка колонн в цехах, оборудованных кранами грузоподъемностью более 30 *т*.

Рис. 1. 13. Привязка колонн в местах перепада высоты смежных пролетов.

Таким же образом привязываются и самонесущие торцовые стены (рис. 1.15, *в*). В этом случае оси крайних колонн или торцовых ферм (балок) смещаются от оси ряда на 500 *мм* *.

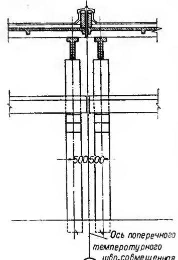


Рис. 1. 14. Поперечный температурный шов на парных колоннах.

6. Колонны у наружных стен многоэтажных зданий рекомендуется размещать таким образом, чтобы ось ряда проходила внутри колонны на расстоянии 250 *мм* от ее наружной грани.

С целью обеспечения наибольшей взаимозаменяемости элементов несущих и ограждающих конструкций одноэтажных зданий, решенных с применением сборных железобетонных конструкций, следует:

а) принимать для покрытий с рулонными кровлями единый уклон — $^1/_{12}$, за исключением покрытий по сводам, аркам и т. п.;

б) основные несущие конструкции покрытий (фермы и балки) принимать с высотой на опоре, кратной 200 *мм*;

в) сборные железобетонные балки с равными пролетами и одним и тем же очертанием верхнего пояса, как правило, решать с одинаковыми высотами на опоре;

---

* См. сноску на стр. 13.

г) привязку несущих конструкций покрытий к разбивочным осям и узлы сопряжений этих конструкций осуществлять таким образом, чтобы для зданий с равными пролетами могли применяться одни и те же сборные железобетонные балки (фермы).

Каркас многоэтажных зданий рекомендуется решать в виде рамно-связевой системы с передачей ветровых и других горизонтальных нагрузок на связи и пилоны. В качестве связей или пилонов следует использовать лестничные клетки. В случае применения рамносвязевой системы узловые сопряжения ригелей с колоннами следует осущест-

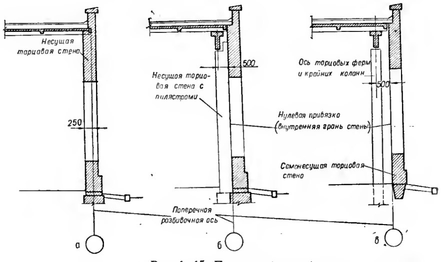


Рис. 1. 15. Привязка стен:
а — торцовых несущих без пилястр; б — торцовых несущих с пилястрами; в — торцовых самонесущих.

влять с частичным защемлением для обеспечения монтажной жесткости и устойчивости каркаса.

Разработка типовых конструкций и деталей должна производиться на основе ограниченного числа расчетных нагрузок.

Основные несущие элементы покрытий одноэтажных зданий (ферм, балок и т. п.) с рулонной кровлей следует рассчитывать на основные расчетные нагрузки 350, 450 и 550 *кг/м²*. Указанные величины не включают собственного веса основных несущих конструкций, веса фонаря, нагрузок от подвесного транспорта, а также нагрузок от снеговых мешков в местах примыкания пониженных пролетов к повышенным.

Для перекрытий многоэтажных производственных зданий должны приниматься нормативные полезные нагрузки, равные 500, 750, 1000, 1500 и 2000 *кг/м²*.

ЖИЛЫЕ И ГРАЖДАНСКИЕ ЗДАНИЯ *

Гражданские здания характеризуются большим многообразием объемно-планировочных решений, затрудняющим унификацию конструкций

* См. Правила назначения размеров элементов гражданских зданий (проект), Академия архитектуры СССР, Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре, Москва, 1956.

Унифицированные параметры объемно-планировочных элементов общественных зданий (высота этажей, пролеты, шаги), Академия строительства и архитектуры СССР, Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре, Москва, 1957.

в той степени, в какой она проводится при проектировании промышленных зданий и сооружений. С целью максимальной унификации конструкций необходимо при проектировании руководствоваться рядом основных указаний в части модулированной разбивочной сетки, единой системы привязок стен и колонн, унифицированных высот помещений и размеров проемов.

Для жилых и гражданских зданий массового типа характерными являются двух- и трехпролетная схемы плана с равными или неравными пролетами; выбор схемы, в основном, определяется планировкой здания, но предпочтение следует отдавать двухпролетной схеме, при которой в здании будет меньше промежуточных опор и монтажных элементов.

Величина компоновочного модуля, определяющего в плане расстояния между разбивочными осями стен и колонн, принимается равной

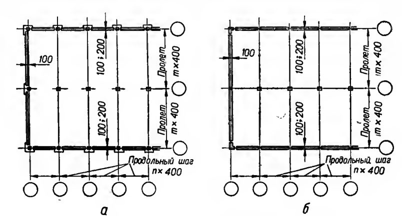


Рис. 1. 16. Сетки разбивочных осей зданий:
а — при каркасно-панельных конструкциях; *б* — при панельных конструкциях.

400 *мм*, а по высоте здания — 300 *мм*. При соответствующем обосновании допускается принимать размеры между разбивочными осями в плане, кратными 200 *мм*.

Сетку разбивочных осей здания следует принимать с наименьшим числом различных шагов и пролетов. Величина продольного шага принимается равной 2,4; 2,8; 3,2; 3,6 *м*.

Величины пролетов зданий (в осях) принимаются 5,2; 5,6; 6,0 и 6,4 *м* (в некоторых проектных решениях приняты пролеты 4,8 *м* и менее).

В наружных стенах из кирпича или крупных кирпичных или бетонных блоков, а также в дополнительных внутренних стенах, образующих лестничные клетки, разбивочная ось должна проходить на расстоянии 200 *мм* от внутренней грани стены.

В зданиях с панельными или каркасно-панельными конструкциями (рис. 1.16) внутреннюю грань наружных стен совмещают с осями разбивочной сетки (нулевая привязка) или располагают стены таким образом, чтобы разбивочная ось проходила на расстоянии 100 или 200 *мм* (от торцовых стен — 100 *мм*) от внутренней грани стены.

Внутренние несущие стены и отдельно стоящие опоры (столбы и колонны) располагают таким образом, чтобы разбивочные оси проходили через геометрический центр сечения стойки или по геометрической оси верхней части стен.

Высоты всех этажей здания следует принимать одинаковыми, за исключением нижнего этажа, в котором допускается бо́льшая высота при расположении в нем магазинов или других помещений общественного назначения.

Для жилых зданий массового типа высота этажа назначается, исходя из высоты помещения от пола до потолка 2,5—2,7 *м* и принятой конструкции перекрытия и пола. Таким образом, высота этажа здания принимается 2,8—3,0 *м*.

Для гражданских зданий высоту этажа принимают 3,0; 3,3 и 3,6 *м*.

Конструктивные размеры элементов железобетонных перекрытий назначаются:

1. По длине равными номинальному расстоянию между разбивочными осями минус опорные зазоры.

2. По ширине:

а) панели, плиты и настилы: основные — кратными укрупненному модулю 400 *мм*, доборные — кратными 200 *мм*, в обоих случаях за вычетом зазора 10 *мм* (кратность назначается в зависимости от предельного веса элементов и величины планировочного шага); рекомендуется ширину панелей и настилов назначать равной 0,8; 1,0; 1,2; 1,6; 2,0 и 2,4 *м*;

б) прогоны прямоугольные — 120; 160 *мм*.

3. По толщине (высоте) в зависимости от пролета: панели — 160, 200, 220, 260 и 290 *мм*; балки — 220, 260 и 300 *мм*; прогоны — 300, 400 и 500 *мм*.

ТЕМПЕРАТУРНО-УСАДОЧНЫЕ ШВЫ

БЕТОННЫЕ СООРУЖЕНИЯ

Температурно-усадочные швы в бетонных сооружениях должны предусматриваться на расстояниях, указанных в табл. 1.1.

Таблица 1.1

Предельные расстояния между температурно-усадочными швами в бетонных сооружениях (в *м*)

Наименование сооружений	Внутри зданий или в грунте	В открытых сооружениях и их элементах
Бетонные монолитные сплошные сооружения . . .	20	10
То же, при конструктивном армировании	30	20
Сборные	40	30

Расстояние между температурно-усадочными швами разрешается увеличивать при соответствующем обосновании и проверке конструкций расчетом.

Расстояние между температурно-усадочными швами в бетонных фундаментах и стенах подвалов разрешается принимать в соответствии с расстояниями между швами, принятыми для вышележащих конструкций.

Температурно-усадочные швы в сплошных бетонных конструкциях следует осуществлять сквозными, разрезая конструкцию до подошвы фундамента.

ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ СООРУЖЕНИЯ

Температурно-усадочные швы в железобетонных сооружениях должны предусматриваться на расстояниях, не более указанных в табл. 1.2.

Таблица 1.2

Предельные расстояния между температурно-усадочными швами в железобетонных конструкциях (в *м*)

Наименование сооружений	Внутри зданий или в грунте	В открытых сооружениях и их элементах
Железобетонные монолитные каркасные из тяжелого бетона	50	30
То же, сборные	60	40
Монолитные сплошные из тяжелого бетона . . .	40	25
То же, из легкого бетона	30	20
Каркасные, смешанные с деревянными или металлическими покрытиями	60	40

Расстояние между температурно-усадочными швами разрешается увеличивать при соответствующем обосновании и проверке конструкций расчетом.

Температурно-усадочные швы в сплошных железобетонных конструкциях следует осуществлять сквозными, разрезая конструкцию до подошвы фундамента.

Температурно-усадочные швы в каркасах рекомендуется осуществлять посредством двойных колонн с доведением шва до верха фундамента или в виде двухсторонних консолей без вкладышей.

Руководящие материалы и нормативные документы по проектированию железобетонных конструкций см.:

«О развитии производства сборных железобетонных конструкций и деталей для строительства», Постановление ЦК КПСС и Совета Министров СССР от 19 августа 1954 г.

«О мерах по дальнейшей индустриализации, улучшению качества и снижению стоимости строительства», Постановление ЦК КПСС и Совета Министров СССР от 23 августа 1955 г.

Н. С. Хрущев, О широком внедрении индустриальных методов, улучшении качества и снижении стоимости строительства, Госполитиздат, 1955.

«Об устранении излишеств в проектировании и строительстве», Постановление ЦК КПСС и Совета Министров СССР от 4 ноября 1955 г.

Директивы XX съезда КПСС по шестому пятилетнему плану развития народного хозяйства СССР на 1956—1960 гг.

Обращение участников Всесоюзного совещания строителей, архитекторов, работников промышленности строительных материалов, строительного и дорожного машиностроения, проектных и научно-исследовательских организаций, созванного ЦК КПСС и Советом Министров СССР, ко всем работникам строительной индустрии, Госполитиздат, 1954.

Всесоюзное совещание по строительству, Сокращенный стенографический отчет, Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре, 1955.

Решение Всесоюзной конференции по железобетону и бетону (30 мая — 3 июня 1955 г.), Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре 1955.

Технические правила по экономному расходованию металла, леса и цемента в строительстве (ТП-101 — 57), Государственный Комитет Совета Министров СССР по делам строительства, Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре, 1957.

Указания по применению сборных железобетонных конструкций и деталей в строительстве (У 107—56), Государственный Комитет Совета Министров СССР по делам строительства, Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре, 1956.

Нормы и технические условия проектирования бетонных и железобетонных конструкций (Н и ТУ 123 — 55), Государственный Комитет Совета Министров СССР по делам строительства, Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре, 1955.

Каталог унифицированных сборных железобетонных изделий и конструкций для промышленного строительства, Государственный Комитет Совета Министров СССР по делам строительства, М., 1957.

Каталог индустриальных строительных изданий для жилищного и гражданского строительства, Раздел ИИ—03, часть I — жилищное строительство; часть 2 — гражданское строительство, Центральный институт типовых проектов Государственного Комитета Совета Министров СССР по делам строительства, Москва, 1958.

Основные положения по унификации конструкций производственных зданий, Государственный Комитет Совета Министров СССР, Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре, Москва, 1957.

Нормы и технические условия проектирования производственных зданий промышленных предприятий (Н и ТУ 133 — 55), Государственный Комитет Совета Министров СССР по делам строительства, Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре, Москва, 1956.

Руководство по проектированию жилых и общественных зданий с панельными и каркасно-панельными конструкциями (авторы Г. Ф. Кузнецов, Н. В. Морозов и И. Ф. Ливчак), Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре, Москва, 1955.

Инструкция по методике испытаний на прочность и жесткость железобетонных деталей сборных конструкций (И 210—56/МСПМХП); Технические условия по контролю прочности и жесткости железобетонных деталей сборных конструкций (ТУ 204—54/МСПМХП), Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре, 1956.

Технические условия на изготовление и приемку сборных железобетонных и бетонных конструкций и деталей, СН1—57, Государственный Комитет Совета Министров СССР по делам строительства, Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре, 1957.

Сборный железобетон, Справочное пособие для строителя, Госстройиздат, 1956.

Всесоюзное совещание по строительству, Доклады, 1958.

Доклады на IV сессии Академии строительства и архитектуры СССР, М., 1958.

МАТЕРИАЛЫ ДЛЯ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

БЕТОН

Бетон для бетонных и железобетонных конструкций должен применяться:

а) тяжелый — объемным весом 1800 *кг/м³* и более, марок 50, 75, 100, 150, 200, 300, 400, 500 и 600;

б) легкий — объемным весом менее 1800 *кг/м³*, марок 35, 50, 75, 100, 150 и 200.

Примечания: 1. Марка бетона обозначает предел прочности в *кг/см²* при сжатии бетонного кубика с ребром в 20 *см* в возрасте 28-дневного из бетона рабочего состава.

2. В зависимости от сроков фактического загружения конструкций, способов их изготовления и сроков монтажа, а также сорта цемента разрешается при специальном обосновании определение марки бетона в возрасте, отличающемся от 28-дневного. В проектах должны указываться как принятая марка, так и соответствующий ей возраст бетона.

3. Для конструкций, работающих по преимуществу на растяжение, при специальном обосновании разрешается дополнительно устанавливать марку бетона по растяжению. При этом обязательно производить подбор бетона, исходя из заданной прочности на растяжение.

4. Степень морозостойкости бетона, применяемого для наружной части конструкций, должна отвечать требованиям, предъявляемым к морозостойкости каменных материалов согласно «Нормам и техническим условиям проектирования каменных и армокаменных конструкций» (Н и ТУ 120—55).

5. Для железобетонных конструкций из тяжелого бетона применение бетона марки ниже 100 не допускается.

Бетонные конструкции зданий и сооружений I класса из тяжелого бетона должны осуществляться из бетона марки не ниже 100. Бетонные столбы и колонны зданий и сооружений II и III классов должны осуществляться из бетона марки не ниже 75.

Применение для бетонных конструкций бетона марки выше 200 должно быть специально обосновано.

Для сжатых железобетонных элементов из тяжелого бетона, размеры сечений которых определяются из расчета на прочность, рекомендуется принимать марку бетона не ниже 200. Для сильно нагруженных конструкций, например для колонн нижних этажей многоэтажных зданий, а также колонн одноэтажных зданий, воспринимающих значительную крановую нагрузку и т. п., рекомендуется принимать марку бетона 300—400.

Для изгибаемых элементов железобетонных конструкций из тяжелого бетона, размеры сечений которых определяются из расчета на прочность, следует принимать марку бетона не ниже 150.

Сборные железобетонные конструкции из тяжелого бетона должны выполняться из бетона марки не ниже 150, а не окаймленные ребрами жесткости тонкостенные сборные элементы (толщиной 40 *мм* и менее) — из бетона марки не ниже 200.

Тонкостенные железобетонные конструкции из тяжелого бетона, работающие на изгиб и возводимые в передвижной опалубке, рекомендуется выполнять из бетона марки не ниже 200.

Железобетонные элементы, сечения и армирование которых назначаются по конструктивным соображениям, могут выполняться из бетонов более низких марок, чем указано выше, и, в частности, из бетона марки 100.

АРМАТУРА

Арматура железобетонных конструкций должна изготовляться из следующих сталей:

а) горячекатаной периодического профиля марки Ст. 5 (ГОСТ 5781—53) диаметром от 10 до 90 *мм*;

б) горячекатаной периодического профиля марки 25ГС* (ГОСТ 7314—55) диаметром от 6 до 40 *мм*;

---

* См. примечание 3 на стр. 25.

в) проволоки холоднотянутой низкоуглеродистой (ГОСТ 6727—53) диаметром от 3 до 10 *мм*;

г) горячекатаной круглой марок Ст. 3 и Ст. 0 (ГОСТ 380—50 и 2590—51) диаметром от 5 до 100 *мм*;

д) холодносплющенной без вытяжки периодического профиля марок Ст. 3 и Ст. 0 (ГОСТ 6234—52) диаметром от 6 до 32 *мм*;

е) горячекатаной круглой марок Ст. 0 и Ст. 3, диаметром от 5 до 22 *мм*, подвергнутой силовой калибровке.

Сталь горячекатаную периодического профиля рекомендуется применять во всех случаях, когда рабочая арматура назначается по расчету на прочность, а также в качестве конструктивной и распределительной арматуры, используемой для предупреждения или ограничения раскрытия трещин в бетоне, при условии назначения в этом случае площади сечения арматуры на 25% меньше, чем при применении круглой арматуры из стали Ст. 0 или Ст. 3.

Сталь горячекатаную периодического профиля не рекомендуется применять в качестве монтажной арматуры, а также в случаях, когда этот вид арматуры не дает экономии металла по сравнению с обычной круглой арматурой из стали марок Ст. 0 и Ст. 3.

Холоднотянутая проволока должна применяться только для изготовления сварных сеток и каркасов, а также для хомутов и монтажной арматуры вязаных каркасов.

Сталь холодносплющенную периодического профиля и прокат круглого сечения марок Ст. 3 и Ст. 0 следует применять в случаях, когда применение более эффективной арматуры не дает экономии металла (при конструктивном армировании), а также в качестве монтажной и распределительной арматуры.

Сталь горячекатаная круглого сечения из стали Ст. 3 диаметром от 5 до 10 *мм* может применяться в качестве рабочей арматуры в отдельных случаях, когда из-за стесненной высоты сечения применение более эффективной арматуры приводит к недостаточной жесткости элемента.

Арматуру круглого сечения диаметром более 40 *мм* разрешается применять только в сварных каркасах и сетках.

Для армирования железобетонных конструкций следует применять преимущественно сварные арматурные изделия в виде сварных каркасов и сеток. Сварные каркасы и сетки должны, как правило, изготовляться при помощи контактной точечной сварки. Применение дуговой сварки для сварных сеток может быть допущено в отдельных случаях при соблюдении специальных условий (см. стр. 37).

Применение сварных каркасов и сеток не рекомендуется в конструкциях, подвергающихся действию многократно повторяющейся подвижной или пульсирующей нагрузки, вызывающей в основных расчетных сечениях изменение знака усилий в арматуре или изменение величины усилий в арматуре более чем в 2 раза (подкрановые балки, шпалы, немассивные части фундаментов под неуравновешенные машины и т. п.).

В этих случаях рекомендуется применять вязаные сетки и каркасы. Арматура в виде вязаных сеток и каркасов может применяться также для элементов монолитных конструкций сложной конфигурации, для плит с большим числом отверстий различных размеров и конфигураций.

Применение арматуры в виде отдельных стержней не рекомендуется.

Таблица 1.3

Площади поперечных сечений и веса стержней арматуры

Диаметр (в мм)	Площадь поперечного сечения (в см²) при числе стержней										Вес (в кГ/м)	Диаметр (в мм)
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		
3	0,071	0,14	0,21	0,28	0,35	0,43	0,50	0,57	0,64	0,71	0,055	3
3,5	0,096	0,19	0,29	0,38	0,48	0,58	0,67	0,77	0,86	0,96	0,075	3,5
4	0,126	0,25	0,38	0,50	0,63	0,76	0,88	1,01	1,13	1,26	0,098	4
4,5	0,159	0,32	0,48	0,64	0,80	0,95	1,11	1,27	1,43	1,59	0,125	4,5
5	0,196	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77	1,96	0,154	5
5,5	0,238	0,48	0,71	0,95	1,19	1,43	1,66	1,90	2,14	2,38	0,188	5,5
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,42	1,70	1,98	2,26	2,55	2,83	0,222	6
7	0,385	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46	3,85	0,302	7
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,53	5,03	0,395	8
9	0,636	1,27	1,91	2,54	3,18	3,82	4,45	5,09	5,72	6,36	0,499	9
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85	0,617	10
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31	0,888	12
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85	15,39	1,208	14
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11	1,578	16
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,90	25,45	1,998	18
20	3,142	6,28	9,43	12,56	15,71	18,85	21,99	25,14	28,28	31,42	2,466	20
22	3,801	7,60	11,40	15,20	19,00	22,81	26,61	30,41	34,21	38,01	2,984	22
24	4,524	9,04	13,56	18,10	22,62	27,14	31,67	36,19	40,71	45,24	3,551	24
25	4,909	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	49,09	3,853	25
26	5,309	10,62	15,93	21,24	26,55	31,86	37,17	42,47	47,78	53,09	4,168	26
27	5,726	11,45	17,18	22,90	28,63	34,35	40,08	45,80	51,53	57,26	4,495	27
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,10	49,26	55,42	61,58	4,834	28
30	7,069	14,14	21,21	28,28	35,34	42,41	49,48	56,55	63,62	70,69	5,549	30
32	8,042	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	80,42	6,313	32
33	8,553	17,11	25,66	34,21	42,76	51,32	59,87	68,42	76,97	85,53	6,714	33
36	10,179	20,36	30,54	40,72	50,90	61,07	71,25	78,43	91,61	101,79	7,990	36
40	12,566	25,13	37,70	50,26	62,83	75,40	87,96	100,53	113,09	125,66	9,865	40

Примечание. Длина стержней диаметром до 8 *мм* ограничивается только весом мотка, нормальная длина стержней от 9 до 26 *мм* равна 5—10 *м*, а для стержней диаметром от 27 *мм* и выше равна 4—9 *м*.

Для изготовления сварных сеток и каркасов при помощи контактной точечной сварки рекомендуется в целях экономии металла применять сталь периодического профиля и холоднотянутую проволоку диаметром от 3 до 5,5 *мм*.

Холодносплющенную сталь периодического профиля или сталь горячекатаную круглую, подвергнутую силовой калибровке, диаметром более 10 *мм* следует применять только в качестве продольной арматуры каркасов и рабочей арматуры сеток и лишь в том случае, если диаметр стержней другого направления не превышает 10 *мм*.

При проектировании сварных каркасов и сеток должны учитываться производственные возможности строительных организаций, оснащенность их сварочным оборудованием и подъемно-транспортными механизмами, а также возможности получения готовых сеток и каркасов с централизованных заводов и, в частности, стандартных сеток, выпускаемых заводами.

Площади поперечных сечений, вес и длина круглых стержней арматуры указаны в табл. 1.3.

Сортамент горячекатаной арматуры периодического профиля из стали марки Ст. 5 приведен в табл. 1.4.

Сортамент горячекатаной арматуры периодического профиля из стали марки 25ГС приведен в табл. 1.5.

Сортамент холодносплющенной арматуры, изготовляемой на станках А. И. Авакова, приведен в табл. 1.6.

В табл. 1.7 приведен сортамент сварных сеток, принятый в ГОСТ 8478—57 «Сетки сварные для армирования железобетонных конструкций».

Рабочая арматура этих сеток выполняется из холоднотянутой проволоки диаметром от 3 до 5,5 *мм* (ГОСТ 6727—53) или из низколегированной катанки периодического профиля диаметром от 6 до 9 *мм* (ГОСТ 7314—55).

В табл. 1.8 приведен сортамент сварных сеток, принятый в «Технических условиях на сетки сварные для армирования железобетонных конструкций» (ЧМТУ 5753—57/ВСН—6—57/МСПМХП СССР). По этому сортаменту сетки выполняются из холоднотянутой проволоки диаметром от 4 до 9 *мм*.

Впредь до освоения заводами изготовления сварных сеток по сортаменту, приведенному в табл. 1.7, из проволоки диаметром менее 4 *мм*, а также из низколегированной катанки периодического профиля надлежит пользоваться сортаментом, приведенным в табл. 1.8.

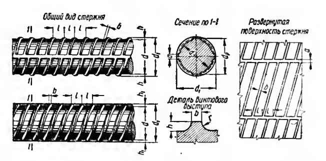
Сетки по сортаментам, приведенным в табл. 1.7 и 1.8, могут изготовляться с продольной рабочей арматурой (рис. 1.17), с поперечной рабочей арматурой (рис. 1.18) и с арматурой, одинаковой в обоих направлениях (рис. 1.19).

В табл. 1.7 и 1.8 указан основной (преобладающий) шаг продольных стержней сеток. Более подробно расположение продольных стержней по ширине сеток указано в табл. 1.9.

По договоренности между заказчиком и заводом-изготовителем возможно изменение весов рулонов против указанных в табл. 1.7 и 1.8, а также изготовление сеток, не предусмотренных сортаментом, при условии соблюдения следующих требований: а) ширина сетки B по осям крайних продольных стержней должна составлять не более 3000 *мм*; б) шаг стержней в каждом направлении (v и u) должен составлять не более 300 *мм*; в) диаметры всех продольных стержней должны быть одинаковыми и составлять в рулонных сетках не более 5,5 *мм*, а в плоских — не более 9 *мм*; диаметры всех поперечных стержней должны быть одинаковыми и составлять не более 9 *мм*.

Таблица 1.4

Сортамент горячекатаной арматуры периодического профиля (марки Ст. 5)
В соответствии с ГОСТ 5781-53



Номера сечений (расчетные диаметры в *мм*)	Размеры (в *мм*)							Расчетная площадь сечении (в $см^2$)	Вес 1 *пог. м* (в *кг*)
	d	d_1	h и h_1	l	a	b	r		
10	9,3	11,3	1,0	7	1,5	1,0	1,5	0,78	0,62
12	11	13,5	1,25	7	2,0	1,0	1,9	1,13	0,89
14	13	15,5	1,25	7	2,0	1,0	1,9	1,54	1,21
16	15	18	1,5	8	2,0	1,0	2,2	2,01	1,58
18	17	20	1,5	8	2,0	1,5	2,2	2,54	2,00
20	19	22	1,5	8	2,0	1,5	2,2	3,14	2,47
22	21	24	1,5	8	2,0	1,5	2,2	3,80	2,98
25	24	27	1,5	8	2,0	1,5	2,2	4,91	3,85
28	26,5	30,5	2,0	9	2,5	1,5	3,0	6,16	4,83
32	30,5	34,5	2,0	10	3,0	2,0	3,0	8,04	6,31
36	34,5	39,5	2,5	12	3,0	2,0	3,5	10,18	7,99
40	38,5	43,5	2,5	12	3,0	2,0	3,5	12,57	9,87
45	43,0	49,0	3,0	15	3,5	2,5	4,5	15,90	12,48
50	48,0	54,0	3,0	15	3,5	2,5	4,5	19,63	15,41
55	53,0	59,0	3,0	15	4,0	2,5	4,5	23,76	18,65
60	58,0	64,0	3,0	15	4,0	2,5	5,0	28,27	22,19
70	68,0	74,0	3,0	15	4,5	2,5	5,5	38,48	30,21
80	77,5	83,5	3,0	15	4,5	2,5	5,5	50,27	39,46
90	87,5	93,5	3,0	15	5,0	2,5	5,5	63,62	49,94

Примечания: 1. Номера сечений (расчетные диаметры) соответствуют диаметрам равновеликих по площади поперечного сечения круглых стержней.

2. Стержни поставляются длиной от 6 до 12 *м* или мерной длины, оговариваемой в заказе. По соглашению сторон допускается поставка стержней длиной до 18 *м*.

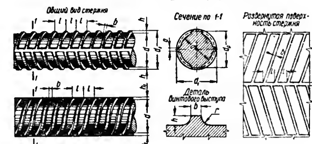
Площади сечений стержней и вес 1 *пог. м* сварных рулонных и плоских сеток приведены в табл. 1.10 и 1.11.

Типоразмеры плоских безраскосных арматурных каркасов шириной от 105 до 775 *мм*, изготовляемых на автоматических машинах, приведены в табл. 1.12.

Таблица 1.5

Сортамент горячекатаной низколегированной арматуры периодического профиля (сталь марки 25ГС)

В соответствии с ГОСТ 7314—55



Номера сечений (расчетные диаметры в *мм*)	Размеры (в *мм*)							Расчетная площадь сечений (в $см^2$)	Теоретический вес 1 *пог. м* (в *кг*)
	d	d_1	h и h_1	l	a	b	r		
6	5,75	6,75	0,5	5	1,0	0,5	0,75	0,283	0,222
7	6,75	7,75	0,5	5	1,0	0,5	0,75	0,385	0,302
8	7,5	9,0	0,75	5	1,25	0,75	1,1	0,503	0,395
9	8,5	10,0	0,75	5	1,25	0,75	1,1	0,636	0,50
10	9,3	11,3	1,0	7	1,5	1,0	1,5	0,785	0,62
12	11,0	13,5	1,25	7	2,0	1,0	1,9	1,13	0,89
14	13,0	15,5	1,25	7	2,0	1,0	1,9	1,54	1,21
16	15,0	18,0	1,5	8	2,0	1,0	2,2	2,01	1,58
18	17,0	20,0	1,5	8	2,0	1,5	2,2	2,54	2,00
20	19,0	22,0	1,5	8	2,0	1,5	2,2	3,14	2,47
22	21,0	24,0	1,5	8	2,0	1,5	2,2	3,80	2,98
25	24,0	27,0	1,5	8	2,0	1,5	2,2	4,91	3,85
28	26,5	30,5	2,0	9	2,5	1,5	3,0	6,16	4,83
32	30,5	34,5	2,0	10	3,0	2,0	3,0	8,04	6,31
36	34,5	39,5	2,5	12	3,0	2,0	3,5	10,18	7,99
40	38,5	43,5	2,5	12	3,0	2,0	3,5	12,57	9,87

Примечания: 1. Номера сечений (расчетные диаметры) соответствуют диаметрам равновеликих по площади поперечного сечения круглых стержней.

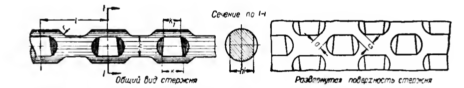
2. Стержни № 6—9 поставляются в мотках весом 80—100 *кг*. Более крупные профили отгружаются прутками длиной 6—12 *м* или длиной, оговариваемой заказчиком. Прутки связываются в пачки весом до 5 *т*.

3. В соответствии с ГОСТ 5058—57 стали марки 25ГС присвоено новое наименование 25Г2С.

Таблица 1.6

Сортамент холодносплющенной арматуры периодического профиля, изготовляемой на станах А. И. Авакова

В соответствии с ГОСТ 6234—52



№ профиля	Размеры (в *мм*)						Расчетная площадь сечения (в $см^2$)	Вес 1 *пог. м* (в *кг*)
	h	l	r	a	k	k_1		
6	4,5	30	5	5	10	9	0,28	0,20
6,5	4,8						0,33	0,24
7	5,2						0,38	0,27
8	6,0						0,50	0,36
9	6,7						0,64	0,45
10	7,5						0,79	0,56
11	8,2						0,95	0,67
12	9,0	30	5	5	10	9	1,13	0,81
12а	9,0	55	8	10	15	13	1,13	0,81
13	9,7	30	5	5	10	9	1,33	0,94
13а	9,7	55	8	10	15	13	1,33	0,94
14	10,5	30	5	5	10	9	1,54	1,09
14а	10,5	55	8	10	15	13	1,54	1,09
15	11,2	55	8	10	15	13	1,77	1,25
16	12,0						2,01	1,43
17	12,7						2,27	1,62
18	13,5						2,54	1,87
19	14,2						2,84	2,01
20	15,0						3,14	2,23
21	15,7						3,46	2,45
22	16,5						3,80	2,70
23	17,2						4,15	2,94
24	18,0						4,52	3,20
25	18,7						4,91	3,47
26	19,5	55	8	10	15	13	5,31	3,76
27	20,2						5,73	4,04
28	21,1						6,16	4,35
30	22,5						7,07	5,00
32	24,0						8,04	5,68

Примечания: 1. Номера профилей сортамента соответствуют расчетным диаметрам $d_р$ (в *мм*) исходных круглых стержней (до сплющивания).

2. Расчетная площадь сечения равна площади сечения исходного круглого стержня.

3. Вес стержней приведен с учетом удлинения при сплющивании.

4. Длины стержней практически равны длинам исходных круглых стержней (удлинение при сплющивании — около 10%).

5. На малых станах прокатываются стержни № 6—14а (исходный диаметр 6—14 *мм*); на больших станах — № 12—32 (исходный диаметр 12—32 *мм*).

Таблица 1.7

Сортамент сварных сеток из холоднотянутой проволоки и из катанки периодического профиля (по ГОСТ 8478—57 «Сетки сварные для армирования железобетонных конструкций»)

Тип сеток			Марка сетки	Диаметры стержней (в *мм*) d_1	d_2	Размеры ячеек (в *мм*) v	u	Ширина сеток по осям крайних стержней B (в *мм*)	Вес рулона (в *кг*)
Рулонные	С продольной рабочей арматурой из холоднотянутой проволоки (рис. 1.17)		3—15/3 4—20/3 4—15/3 5—20/4 5—15/4 5,5—15/4 5—10/4 5,5—10/4	3 4 4 5 5 5,5 5 5,5	3 3 3 4 4 4 4 4	150 200 150 200 150 150 100 100	250 250 250 250 250 250 250 250	1400 1500 1900 2300	от 100 до 500
Рулонные	С поперечной рабочей арматурой (рис. 1.18)	из холоднотянутой проволоки	3/3—15 3/4—20 3/4—15 4/5—20 4/5—15 4/5,5—15	3 4 4 5 5 5,5	3 3 3 4 4 4	150 150 150 200 150 150	150 250 250 250 250 250	1400 1500 1900 2300	от 100 до 500
Рулонные	С поперечной рабочей арматурой (рис. 1.18)	из стали периодического профиля марки 25 ГС	4/6—15 4/7—15 4/8—15 5/9—15 5/10—15 5/9—10 5/10—10	6 7 8 9 10 9 10	4 4 4 5 5 5 5	150 150 150 150 150 100 100	300 300 300 300 300 300 300	2300 2650	от 200 до 500
Рулонные	С арматурой из холоднотянутой проволоки, одинаковой в обоих направлениях (рис. 1.19)		4—20 5—20 5—15 5,5—15 5—10 5,5—10	4 5 5 5,5 5 5,5	— — — — — —	200 200 150 150 100 100	— — — — — —	1400 2300 2650	от 200 до 500
Плоские	С продольной рабочей арматурой из стали периодического профиля марки 25 ГС (рис. 1.17)		8—20/5 8—15/5 9—15/5 10—15/5,5 9—10/5,5 10—10/5,5	8 8 9 10 9 10	5 5 5 5,5 5,5 5,5	200 150 150 150 100 100	300 300 300 300 300 300	1500 1900 2300	—
Плоские	С арматурой из стали периодического профиля марки 25 ГС, одинаковой в обоих направлениях (рис. 1.19)		8—20 8—15 9—15 10—15 9—10 10—10	8 8 9 10 9 10	— — — — — —	200 150 150 150 100 100	— — — — — —	2300 2650	—

Примечание. Размеры рулонных сеток, набранные жирным шрифтом, предпочтительнее.

Таблица 1.8

Сортамент сварных сеток из холоднотянутой проволоки
(по «Техническим условиям на сетки сварные для армирования железобетонных конструкций»)

	Тип сеток	Марка сетки	Диаметры стержней (в *мм*) d_1	Диаметры стержней (в *мм*) d_2	Размеры ячеек (в *мм*) v	Размеры ячеек (в *мм*) u	Ширина сеток по осям крайних стержней B (в *мм*)	Вес рулона (в *кг*)
Рулонные	С продольной рабочей арматурой (рис. 1.17)	4—20/4	4	4	200	250	2300	от 100 до 500
		4—15/4	4	4	**150**	**250**		
		5—20/4	5	4	200	250		
		5—15/4	5	4	**150**	**250**		
		5,5—15/4	5,5	4	150	250		
		5—10/4	5	4	**100**	**250**		
		5,5—10/4	5,5	4	100	250		
	С поперечной рабочей арматурой (рис. 1.18)	4/5—20	5	4	200	250	2300 2650	от 100 до 500
		4/5—15	5	4	**150**	**250**		
		4/5,5—15	5,5	4	150	250		
		4/5—10	5	4	**100**	**250**		
		4/5,5—10	5,5	4	100	250		
		4/8—15	8	4	**150**	**300**		от 200 до 500
		5/9—15	9	5	150	300		
		5/8—10	8	5	**100**	**300**		
		5/9—10	9	5	100	300		
	С арматурой, одинаковой в обоих направлениях (рис. 1.19)	**4—20**	4	—	**200**	—	2300 2650	от 200 до 500
		5—20	5	—	200	—		
		5—15	5	—	**150**	—		
		5,5—15	5,5	—	150	—		
		5—10	5	—	**100**	—		
		5,5—10	5,5	—	100	—		
Плоские	С продольной рабочей арматурой (рис. 1.17)	8—15/5	8	5	150	300	2325	
		9—15/5	9	5	150	300		
		8—10/5,5	8	5,5	100	300	2300	
		9—10/5,5	9	5,5	100	300		
	С арматурой, одинаковой в обоих направлениях (рис. 1.19)	8—15	8	—	150	—	2550	
		9—15	9	—	150	—		

Примечание. Размеры рулонных сеток, набранные жирным шрифтом, предпочтительнее.

Таблица 1.9

Расположение продольных стержней по ширине сетки

Основной шаг продольных стержней (в *мм*)	Количество продольных стержней в сетке (в шт.) / Разбивка продольных стержней (v *мм* × количество шагов) при ширине сетки B (в *мм*)				
	1400	1500	1900	2300 (2325)	2650 (2550)*
100	$\frac{15}{100\times14}$	$\frac{16}{100\times15}$	$\frac{20}{100\times19}$	$\frac{24}{100\times23}$	$\frac{27}{100\times25+150}$
150	$\frac{11}{100+150\times8+100}$	$\frac{11}{150\times10}$	$\frac{14}{150\times6+100+150\times6}$	$\frac{17}{100+150\times14+100}$ (100+150×14+125)*	$\frac{19\ (18)^*}{150\times17+100}$ (150×17)*
200	$\frac{8}{200\times7}$	$\frac{9}{150+200\times6+150}$	$\frac{11}{150+200\times8+150}$	$\frac{13}{150+200\times10+150}$	$\frac{15}{100+200\times12+150}$
250	$\frac{7}{200+250\times4+200}$	$\frac{8}{100+250\times5+150}$	$\frac{9}{200+250\times6+200}$	$\frac{11}{150+250\times8+150}$	—
300	—	—	—	$\frac{10}{100+300\times7+100}$	$\frac{11}{100+300\times8+150}$

* При ширине сеток, указанной в скобках, соответствующее количество и расположение продольных стержней по ширине сеток также указано в скобках.

Таблица 1.10

Площади сечения стержней и вес 1 *пог. м* сварных сеток (по сортаменту табл. 1.7)

Марка сетки	Площадь сечения поперечных стержней (в $см^2$/*пог. м*)	Площадь сечения всех продольных стержней (в $см^2$) при ширине сетки *B* (в *мм*)					Вес 1 *пог. м* сетки (в *кг*) при ширине сетки *B* (в *мм*)				
		1400	1500	1900	2300	2650	1400	1500	1900	2300	2650
3—15/3	0,29	0,78	0,78	0,99	1,2	—	0,94	0,97	1,22	1,49	—
4—20/3	0,29	1,0	1,13	1,38	1,64	—	1,12	1,24	1,53	1,82	—
4—15/3	0,29	1,38	1,38	1,76	2,14	—	1,41	1,44	1,83	2,21	—
5—20/4	0,5	1,57	1,76	2,16	2,55	—	1,80	1,99	2,46	2,92	—
5—15/4	0,5	2,16	2,16	2,74	3,33	—	2,26	2,30	2,92	3,53	—
5,5—15/4	0,5	2,61	2,61	3,32	4,03	—	2,62	2,66	3,37	4,47	—
5—10/4	0,5	2,95	3,14	3,92	4,70	—	2,89	3,08	3,84	4,60	—
5,5—10/4	0,5	3,56	3,8	4,75	5,70	—	3,36	3,59	4,50	5,39	—
3/3—15	0,47	0,5	0,57	0,64	0,79	—	0,93	1,02	1,22	1,48	—
3/4—20	0,63	0,5	0,57	0,64	0,79	—	1,11	1,21	1,47	1,78	—
3/4—15	0,84	0,5	0,57	0,64	0,79	—	1,35	1,47	1,79	2,17	—
4/5—20	0,98	0,88	1,0	1,13	1,38	—	1,81	1,97	2,39	2,88	—
4/5—15	1,30	0,88	1,0	1,13	1,38	—	2,17	2,36	2,88	3,48	—
4/5,5—15	1,58	0,88	1,0	1,13	1,38	—	2,49	2,71	3,30	4,00	—
4/6—15	1,88	—	—	—	1,26	1,39	—	—	—	4,45	5,0
4/7—15	2,57	—	—	—	1,26	1,39	—	—	—	5,73	6,53
4/8—15	3,34	—	—	—	1,26	1,39	—	—	—	7,16	8,18
5/9—15	4,24	—	—	—	1,96	2,16	—	—	—	9,47	10,7
5/10—15	5,23	—	—	—	1,96	2,16	—	—	—	11,2	12,8
5/9—10	6,35	—	—	—	1,96	2,16	—	—	—	13,3	15,2
5/10—10	7,85	—	—	—	1,96	2,16	—	—	—	16,0	18,3
4—20	0,63	1,00	—	—	1,64	1,89	1,50	—	—	2,4	2,82
5—20	0,98	1,57	—	—	2,55	2,94	2,35	—	—	3,81	4,38
5—15	1,30	—	—	—	3,33	3,73	—	—	—	5,01	5,68
5,5—15	1,58	—	—	—	4,03	4,50	—	—	—	6,07	6,87
5—10	1,96	—	—	—	4,70	5,30	—	—	—	7,30	8,32
5,5—10	2,37	—	—	—	5,70	6,40	—	—	—	8,85	10,0

Продолжение табл. 1.10

Марка сетки	Площадь сечения поперечных стержней (в $см^2$/*пог. м.*)	Площадь сечения всех продольных стержней (в $см^2$) при ширине сетки *B* (в *мм*)					Вес 1 *пог. м* сетки (в *кг*) при ширине сетки *B* (в *мм*)				
		1400	1500	1900	2300	2650	1400	1500	1900	2300	2650
8—20/5	0,65	—	4,52	5,52	6,53	—	—	4,34	5,33	6,34	—
8—15/5	0,65	—	5,52	7,03	8,55	—	—	5,13	6,52	7,92	—
9—15/5	0,65	—	7,00	8,90	10,80	—	—	6,29	7,98	9,70	—
10—15/5,5	0,79	—	8,65	11,00	13,50	—	—	7,76	9,86	12,10	—
9—10/5,5	0,79	—	10,20	12,70	15,30	—	—	8,98	11,20	13,50	—
10—10/5,5	0,79	—	12,60	15,70	18,90	—	—	10,90	13,50	16,30	—
8—20	2,51	—	—	—	6,53	7,53	—	—	—	9,75	11,30
8—15	3,35	—	—	—	8,55	9,55	—	—	—	12,90	14,60
9—15	4,24	—	—	—	10,80	12,10	—	—	—	16,30	18,40
10—15	5,23	—	—	—	13,30	15,00	—	—	—	20,1	23,70
9—10	6,35	—	—	—	15,30	17,20	—	—	—	23,70	26,90
10—10	7,85	—	—	—	18,90	21,20	—	—	—	29,30	33,20

Таблица 1.11

Площади сечения стержней и вес 1 *пог. м* сварных сеток (по сортаменту табл. 1.8)

Марка сетки	Площадь сечения поперечных стержней (в $см^2$/*пог. м*)	Площадь сечения всех продольных стержней (в $см^2$) при ширине сетки *B* (в *мм*)		Вес 1 *пог. м* сетки (в *кг*) при ширине сетки *B* (в *мм*)	
		2300 и 2325	2650 и 2550	2300 и 2325	2650 и 2550
4—20/4	0,5	1,64	—	2,22	—
4—15/4	0,5	2,14	—	2,60	—
5—20/4	0,5	2,55	—	2,92	—
5—15/4	0,5	3,33	—	3,53	—
5,5—15/4	0,5	4,03	—	4,47	—
5—10/4	0,5	4,70	—	4,60	—
5,5—10/4	0,5	5,70	—	5,39	—
4/5—20	0,98	1,38	—	2,88	—
4/5—15	1,30	1,38	—	3,48	—
4/5,5—15	1,58	1,38	—	4,00	—
4/5—10	1,96	1,38	—	4,70	—
4/5,5—10	2,37	1,38	—	5,46	—
4/8—15	3,35	1,26	1,39	7,16	8,18
5/9—15	4,24	1,96	2,16	9,47	10,70
5/8—10	5,02	1,96	2,16	10,60	12,30
5/9—10	6,35	1,96	2,16	13,30	15,20

Продолжение табл. 1.11

Марка сетки	Площадь сечения поперечных стержней (в $см^2/пог. м$)	Площадь сечения всех продольных стержней (в $см^2$) при ширине сетки *B* (в *мм*)		Вес 1 *пог. м* сетки (в *кг*) при ширине сетки *B* (в *мм*)	
		2300 и 2325	2650 и 2550	2300 и 2325В	2650 и 2550
4—20	0,63	1,64	1,89	2,40	2,8
5—20	0,98	2,55	2,94	3,81	4,3
5—15	1,30	3,33	3,73	5,01	5,6
5,5—15	1,58	4,03	4,50	6,07	6,8
5—10	1,96	4,70	5,30	7,30	8,3
5,5—10	2,37	5,70	6,40	8,85	10,00
8—15/5	0,65	8,55	—	7,92	—
9—15/5	0,65	10,80	—	9,70	—
8—10/5,5	0,79	12,00	—	10,90	—
8—10/5,5	0,79	15,30	—	13,50	—
8—15	3,35	—	9,05	—	14,0
9—15	4,25	—	11,50	—	17,7

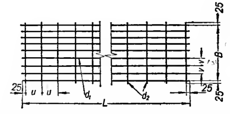


Рис. 1.17. Сварная сетка с продольной рабочей арматурой.

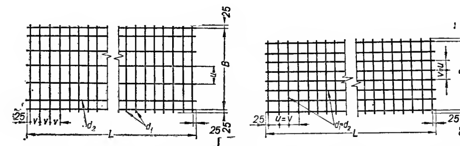


Рис. 1.18. Сварная сетка с поперечной рабочей арматурой.

Рис. 1.19. Сварная сетка с арматурой, одинаковой в обоих направлениях.

Таблица 1.12

Типоразмеры плоских безраскосных арматурных каркасов шириной от 105 до 775 *мм*, изготовляемых на автоматических машинах (см. рис. 1.20)

Тип каркаса	Габаритные размеры (в *мм*)		*B* (в *мм*)	Диаметры стержней (в *мм*)			Размеры ячеек (в *мм*)			Размеры концов стержней за крайним стержнем (в *мм*)	
	Длина	Ширина		d_1	d_1'	d_2	u	v	v_1	c	c_1
I	До 7200	От 105 до 775	75—150	6—14	5—14	4—6	100; 150; 200; 250	—	—	От 15 до 300	От 15 до 25
			155—250	8—18	5—18	4—8					
			255—350	10—22	5—22	5—10	100; 150; 200; 250; 300; 350; 400				
			355—500	12—25	6—25	6—12					
			505—725	14—25	8—25	6—12					
II	До 7200	От 230 до 775	200—250	6—18	6—18	4—6	100; 150; 200; 250; 300; 350; 400	Не менее 100	50; 75 и более	От 15 до 300	От 75 до 200
			255—350	6—22	6—22	4—8					
			355—500	6—25	6—25	4—10					
			505—725	6—25	6—25	4—12					
III	До 7200	От 105 до 775	75—150	6—18	6—18	4—6	100; 150; 200; 250; 300; 350; 400	Не менее 100	50; 75 и более	От 15 до 300	От 75 до 200
			155—250	6—22	6—22	4—8					
			255—350	6—25	6—25	4—10					
			355—600	6—25	6—25	4—12					

Примечания: 1. Продольные стержни выполняются из стали периодического профиля или круглой стали; указанные в таблице размеры диаметров стержней d_1 соответствуют номерам стержней периодического профиля или диаметрам (в *мм*) круглых стержней. Поперечные стержни выполняются из круглой стали (холоднотянутой проволоки или катанки).

2. Расстояние между осями крайних продольных стержней *B* менее 200 *мм* может иметь место только для каркасов типа Ia и IIIa, для остальных типов каркасов $B \geqslant 200$ *мм*.

3. Длина каркаса по согласованию с заводом-изготовителем может быть увеличена до 10,5 *м*.

4. Шаг поперечных стержней каркасов может приниматься в пределах $u \pm 10$ *мм*, где u — значения шага поперечных стержней, предусмотренные таблицей. В одном каркасе могут быть применены два различных шага поперечных стержней при равных участках с одним и тем же шагом (например: $5u_1 + 25u_2 + 5u_1$).

5. Для каркасов шириной до 350 *мм* включительно, изготовляемых одновременно по два, диаметр поперечных стержней из холоднотянутой проволоки должен быть не более 6 *мм*, а стержней из катанки марки Ст. 3 — не более 8 *мм*.

6. В каркасах типа II и III при $v_1 = 50$ *мм* должно соблюдаться условие $d_1 = d_1'$.

Сварные сетки должны изготовляться, как правило, с взаимно перпендикулярным расположением рабочих и распределительных стержней. Сварные сетки могут иметь рабочую арматуру, расположенную либо в направлении бо́льшего размера сетки (рис. 1.21, *а*), либо в направлении меньшего размера (рис. 1.21, *б*), либо в обоих направлениях (рис. 1.21, *в*).

При изготовлении сеток на одноточечных машинах в целях экономии металла часть рабочих стержней может не доводиться до края (рис. 1.22).

В отдельных случаях возможно применение сеток с неперпендикулярным расположением распределительных стержней к рабочим (рис. 1.23);

сеток, имеющих на одном или на обоих концах стержней крюки (рис. 1.24, *а*) или загибы (рис. 1.24, *б*).

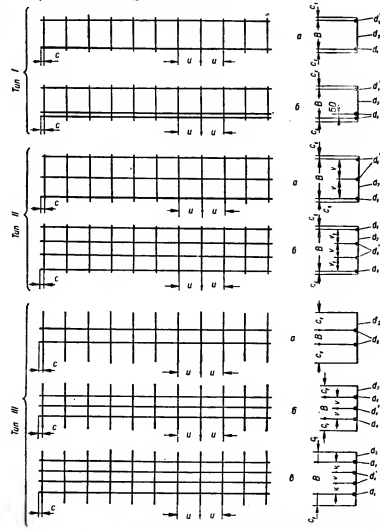


Рис. 1.20. Типы плоских безраскосных арматурных каркасов, изготовляемых на автоматических машинах

Изготовление сеток с гнутыми стержнями (рис. 1.25) возможно путем сварки заранее согнутых стержней или путем сгибания плоских сеток,

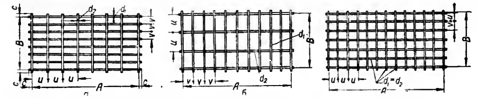


Рис. 1.21. Сварные сетки с рабочей арматурой, расположенной:
а — в направлении бо́льшего размера сетки, *б* — направлении меньшего размера сетки *в* — в обоих направлениях

в последнем случае при применении для сеток стержней периодического профиля (горячекатаных или холодносплющенных) загиб должен производиться таким образом, чтобы места сварки находились вне пределов загиба и не ближе чем на $5d$ от его концов (d — диаметр сгибаемых стержней). Расстояние между осями как продольных, так и поперечных стержней в сварных сетках рекомендуется принимать кратным 50 *мм*.

Стержни сварных сеток, как правило, должны быть сварены во всех точках пересечений продольных и поперечных стержней.

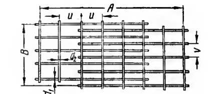


Рис. 1.22. Сварные сетки, в которых часть рабочих стержней не доводится до края.

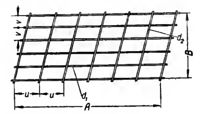
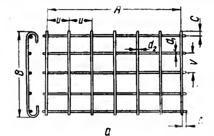


Рис. 1.23. Сварные сетки с наклонным расположением распределительных стержней.

Сварка не всех мест пересечения стержней в сетках допускается при изготовлении их на одноточечных машинах в следующих случаях:

а) если рабочая арматура сеток выполняется из стержней периодического профиля; количество и расположение сварных узлов в сетке определяется соображениями транспортировки и монтажа;



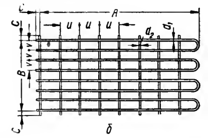


Рис. 1.24. Сварные сетки:

а — с крюками на концах стержней; *б* — с изогнутой рабочей арматурой.

б) если рабочая арматура сеток выполняется из холоднотянутой проволоки или стержней, подвергнутых силовой калибровке, и при этом шаг стержней другого направления составляет менее чем 100 *мм*;

в) если рабочая арматура сеток выполняется из обычных круглых стержней.

Количество и расположение сварных узлов в сетках, предусмотренных в пп. б) и в), определяется из условия, чтобы в сетках с рабочей арматурой одного направления были обязательно сварены все места пересечений трех крайних анкерующих поперечных стержней у каждого конца сетки, а в сетках с рабочей арматурой в двух направлениях — все места пересечений трех крайних стержней по периметру сетки. Расположение остальных сварных узлов опреде-



Рис 1.25. Сварные сетки с гнутыми стержнями одного направления.

ляется из условия, чтобы расстояния между ними не превышали наибольших расстояний между распределительными стержнями, указанных в табл. 1.14.

В случае, когда расстояния между распределительными стержнями сетки не ограничиваются нормами, при значительных расстояниях между сварными точками часть средних узлов сетки (через два-три узла в каждом направлении) следует связывать вязальной проволокой.

В сетках с рабочей арматурой из холоднотянутой проволоки или из стержней, подвергнутых силовой калибровке, при расстояниях между стержнями другого направления 100 *мм* и более обязательна сварка всех мест пересечения стержней.

При изготовлении арматурных сеток на стационарных одноточечных машинах наибольшая ширина сеток, свариваемых во всех точках пересечения стержней, должна определяться в зависимости от вылета электродов этих машин; при нечетном числе продольных стержней в сетке предельная ширина ее равна удвоенному вылету электродов; при четном числе стержней к этой величине добавляется расстояние между двумя средними стержнями сетки. В целях максимального увеличения ширины сеток рекомендуется проектировать их с четным числом рабочих стержней.

Вылеты электродов основных типов сварочных машин даны в табл. 1.13.

Таблица 1.13

Данные для определения предельных диаметров свариваемых стержней в зависимости от типа электросварочных одноточечных машин, а также предельной ширины сетки при изготовлении на стационарных машинах

Типы машин			Номинальные данные		Максимальный диаметр (в *мм*) меньшего из свариваемых стержней	
			Мощность (в *ква*)	Полезный вылет электродов (в *мм*)	для холодно обработанных стержней	для горячекатаных стержней
Стационарные	Педальные	АТП-25	25	250	—	12
		АТП-50	50	250	—	16
		АТП-75	75	350	—	22
	Моторные	АТА-20	20	300	6	12
		АТА-40-8	40	360	8	16
		АТА-40-9	40	200	8	16
		МТМ-50	50	300	8	16
		МТМ-75	75	350	8	22
	Пневматические	МТП-75-6	75	500	10	22
		МТП-100-1	100	500	12	25
Передвижная	Пневмогидравлическая	МТПГ-75	75	42	6	12

Примечания: 1. Предельные диаметры больших стержней в сварном соединении определяются по табл. 1 14 и 1.15 по значениям диаметров меньших стержней. При этом диаметр большего из стержней, свариваемых на машине МТПГ-75, не должен превышать 16 *мм*.

2. Если все стержни в соединении имеют одинаковый диаметр, то они принимаются по указанным в табл. 1.13 значениям для меньшего диаметра.

3. Для соединения из трех стержней разных типов (например, два стержня периодического профиля и один — гладкий) максимальный диаметр меньшего из свариваемых стержней следует принимать как для холодиообработанных стержней по табл. 1.13

4. Увеличение диаметров свариваемых стержней против рекомендаций табл. 1.13 допускается только при условии опытной проверки.

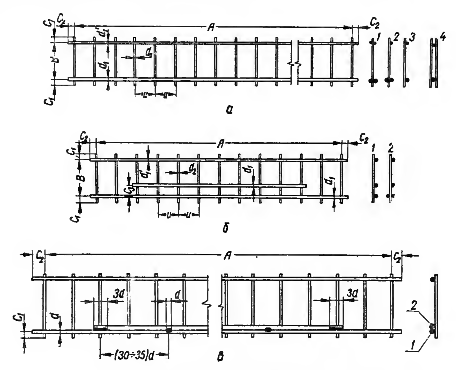


Рис. 1. 26. Сварные каркасы:

а — с однородным расположением рабочих стержней: *1* — с двумя рабочими и двумя монтажными стержнями, *2* — с двумя рабочими и одним монтажным стержнем, *3* — с одним рабочим и одним монтажным стержнем, *4* — с одним рабочим я одним монтажным стержнем при двухстороннем расположении поперечных стержней; *б*—с двухрядным расположением рабочих стержней: *1*—с двумя рабочими стержнями, расположенными один над другим, и одним монтажным стержнем; *2* — с тремя рабочими и одним монтажным стержнем; *в* — с двумя рабочими стержнями, расположенными вплотиую.

Сетки большой ширины (до 5—5,5 *м*), свариваемые во всех точках пересечения стержней, могут быть изготовлены с помощью передвижной сварочной скобы, при этом размеры ячеек сетки в каждом направлении должны составлять не менее 100 *мм*.

При отсутствии требуемого сварочного оборудования допускается изготовление сетки при помощи дуговой электросварки при условии применения горячекатаной стали гладкой и периодического профиля диаметром более 8 *мм*, не подвергнутой механическому упрочению; при применении в качестве рабочей арматуры круглой гладкой стали анкеровка и стыкование ее должны производиться в соответствии с требованиями для вязаных сеток.

Сварные каркасы должны, как правило, состоять из прямых продольных и прямых поперечных стержней, привариваемых к продольным при помощи точечной сварки. Применение отгибов в каркасах, изготовляемых с помощью точечной сварки, не рекомендуется.

Применение дуговой сварки для изготовления каркасов с крестообразным соединением продольных и поперечных стержней не допускается.

Рекомендуемые к применению типы плоских сварных каркасов, состоящие из прямых продольных рабочих и монтажных стержней и перпендикулярных к ним поперечных стержней, приведены на рисунке 1.26.

Типы каркасов, приведенные на рис. 1.26, *а* (каркасы *1* и *2*) и *в*, а также на рис. 1.27 (каркасы *в*, *д* и *е*) применяются только при выполнении рабочей арматуры из стержней периодического профиля (горячекатаной и холодносплющенной).

Для получения каркаса, приведенного на рис. 1.26, *в*, сначала при помощи точечной сварки изготовляется каркас типа *3* (рис. 1.26,*а*), к нижнему продольному стержню *1* которого дуговой сваркой приваривается второй рабочий стержень *2*. Сварные швы, соединяющие друг с другом стержни *1* и *2*, следует накладывать по концам стержня *2* длиной по 3 d и по длине его через 30—35 d длиной, равной d.

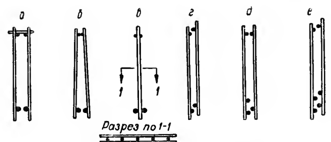


Рис. 1.27. Сдвоенные сварные каркасы.

В зависимости от условий расположения каркасов при бетонировании конструкций возможно применение сдвоенных каркасов, изготовленных из указанных выше типов плоских каркасов (рис. 1.27).

Диаметр монтажных стержней сварных каркасов d_1' должен быть не менее диаметра поперечных стержней d_2. В обычных случаях рекомендуется принимать d_1' на 2—4 *мм* больше d_2.

Применение в сварных каркасах поперечных стержней из стали периодического профиля диаметром более 22 *мм* не рекомендуется.

Из приведенных на рис. 1.26 типов сварных каркасов целесообразнее применение каркасов с односторонним расположением продольных стержней.

Номенклатура плоских сварных каркасов, принятая для изготовления на автоматических машинах, приведена в табл. 1.12.

Чтобы обеспечить качественную точечную сварку стержней в пересечениях, а также анкеровку их в бетоне, соотношение между диаметрами стержней и расстояния между ними следует принимать в сетках по табл. 1.14, а в каркасах — по табл. 1.15.

Для сварных сеток и каркасов, изготовляемых на одноточечных сварочных машинах, предельные диаметры свариваемых стержней должны, кроме того, назначаться в соответствии с данными табл. 1.13 в зависимости от типа сварочной машины.

Уменьшение диаметров поперечных стержней каркасов и распределительных стержней сеток, а также минимальных расстояний между ними против указанных в табл. 1.14 и 1.15 допускается по согласованию с изготовителем при наличии у него машин достаточной мощности

Таблица 1.14

Соотношения между днаметрами рабочих и распределнтельных стержней, нанбольшне н наименьшне допускаемые расстояння между стержнямн в сварных сетках

Рабочая арматура сеток d_1		Диаметры гладких стержней (в *мм*) или № стержней периодического профиля														
		3—4	5—7	8—9	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	36	40
Нанменьшнй допускаемый днаметр распределнтельной арматуры сеток d_2		3	3,5	4	4,5	5	5	6	6	8	8	8	10	12	12	14
Нанменьшнй днаметр (в *мм*) распределительной арматуры в местах стыков сеток внахлестку без сваркн прн рабочей арматуре нз гладкнх стержней	Прн расположеннн распределнтельных стержней стыкуемых сеток в одной плоскости	3	3,5	4	4,5	5	6	8	8	10	10	12	14	18	20	22
	Прн расположеннн распределительных стержней стыкуемых сеток в разных плоскостях	3	3,5	4	4,5	5	6	8	10	12	14	16	18	20	22	25
Нанменьшне расстояння (в *мм*) между осямн стержней сеток в обонх направленнях		50	50	75	75	75	75	75	100	100	100	150	150	150	200	200
Нанбольшне расстояния (в *мм*) между осямн распределнтельных стержней сеток	Прн рабочей арматуре сеток нз холоднотянутой проволокн нлн сталн, подвергнутой снловой калибровке	250	250	300	300	300	300	300	400	400	400	—	—	—	—	—
	При рабочей арматуре нз стержней перноднческого профнля нлн нз круглого проката марок Ст.3 н Ст.0	Не нормнруется														

Прнмечания: 1. Расстояння от конца стержней сеток до осн стержней другого направлення рекомендуется прннимать не менее диаметра большого стержня и не менее 10 *мм*.

2. Расстояння между распределнтельнымн стержнями сеток должны назначаться на основаини конструктнвных н монтажиых соображений в пределах, определяемых настоящей таблицей.

Таблица 1.15

Соотношения между диаметрами продольных рабочих и поперечных стержней, наибольшие и наименьшие расстояния между стержнями в сварных каркасах

Рабочая арматура каркаса d_1		Диаметр гладких стержней (в *мм*) или № стержней периодического профиля														
		3—4	5—7	8—9	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	36	40
Наименьшие допускаемые диаметры в *мм* (или №) поперечных стержней d_2	При одностороннем расположении рабочих стержней (гладких и периодического профиля)	3	3,5	4	4,5	5	5	6	6	8	8	8	10	12	12	14
	При двухстороннем расположении рабочих стержней периодического профиля	—	6	6	8	8	8	8	8	8	10	10	12	12	14	16
Наименьшие допускаемые диаметры (в *мм*) поперечных стержней каркасов в местах стыков внахлестку без сварки при рабочей арматуре из гладких стержней	При расположении поперечных стержней стыкуемых каркасов в одной плоскости	3	3,5	4	4,5	5	6	8	8	10	10	12	14	18	20	22
	При расположении поперечных стержней стыкуемых каркасов в разных плоскостях	3	3,5	4	4,5	5	6	8	10	12	14	16	18	20	22	25
Наименьшие допускаемые расстояния между осями поперечных стержней (в *мм*)	В каркасах с односторонним расположением продольных стержней .	50	50	75	75	75	75	75	100	100	100	150	150	150	200	200
	В каркасах с двухсторонним расположением продольных стержней . .	50	75	75	100	100	150	150	200	200	250	250	300	300	400	400
Наибольшие допускаемые расстояния (в *мм*) между осями поперечных стержней	При рабочей арматуре из холоднотянутой проволоки или из стали, подвергнутой силовой калибровке . .	250	250	300	300	300	300	300	400	400	400	—	—	—	—	—
	При рабочей арматуре из стержней периодического профиля или из круглого проката Ст.0 и Ст.3	Не нормируется														
Наименьшие расстояния (в *мм*) между осями продольных стержней каркасов при двухрядном расположении *c*		30	30	30	30	40	40	40	40	50	50	50	60	70	80	80

Примечания: 1. Расстояния от конца стержня одного направления до оси стержня другого направления рекомендуется принимать не менее диаметра большого стержня и не менее 10 *мм*.

2. Расстояния между поперечными стержнями каркасов должны назначаться на основании расчетных конструктивных и монтажных соображений в пределах, определяемых настоящей таблицей. При назначении расстояний между поперечными стержнями каркасов балок необходимо соблюдать требования приведенные на стр. 179.

и при условии предварительной проверки соответствия качества сварных соединений требованиям Технических условий на сварную арматуру.

Подробные сведения об арматуре и изготовлении сварных сеток и каркасов см.:

ГОСТ 5781—53, Сталь горячекатаная периодического профиля для армирования железобетонных конструкций.

ГОСТ 7314—55, Сталь низколегированная периодического профиля для армирования обычных и предварительно напряженных железобетонных конструкций.

ГОСТ 6727—53, Проволока стальная низкоуглеродистая для армирования железобетонных конструкций.

ГОСТ 6234—52, Сталь холодносплющенная периодического профиля для армирования железобетонных конструкций.

ГОСТ 380—57, Сталь углеродистая обыкновенного и повышенного качества. Марки и общие технические требования.

ГОСТ 2590—51, Сталь горячекатаная круглая. Сортамент.

ГОСТ 535—45, Сталь углеродистая горячекатаная обыкновенного качества сортовая. Технические условия.

Указания по технологии электросварки арматуры железобетонных конструкций $\frac{\text{ВСН—57}}{\text{МСПМХП—МСЭС}}$, М., 1958.

Технологические правила по электросварке арматуры железобетонных конструкций ТП-2—54 Минстрой), Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре, 1954.

Инструкция по применению горячекатаной арматуры периодического профиля в железобетонных конструкциях (И103—52), Государственный Комитет Совета Министров СССР по делам строительства, Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре, 1952.

Инструкция по применению сварных каркасов и сварных сеток в железобетонных конструкциях (И-122—56), МСПМХП, ЦНИПС, 1957.

Инструкция по конструированию элементов железобетонных конструкций (СН—57). М., 1958.

Технические условия на производство и приемку строительных и монтажных работ, раздел III, Бетонные и железобетонные работы, Государственный Комитет Совета Министров СССР по делам строительства, Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре, 1956.

Временные указания по применению в железобетонных конструкциях горячекатаной арматуры периодического профиля из низколегированной стали марки 25ГС (У—I38—55/МСПМХП—МПСМ).

Технические условия на сетки сварные для армирования железобетонных конструкций (ЧМТУ—5753—56) ВСН—6—57 МСПМХП СССР), 1957.

Временные указания по контактной точечной электрической сварке арматуры железобетонных конструкций, Академия строительства и архитектуры СССР, НИИОМС, Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре, 1957.

НОРМАТИВНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ МАТЕРИАЛОВ

БЕТОН

Нормативные сопротивления (пределы прочности) бетона должны приниматься по табл. 1.16.

Таблица 1.16

Нормативные сопротивления бетона (в *кг/см²*)

Вид напряженного состояния	Условное обозначение	Марка бетона									
		35	50	75	100	150	200	300	400	500	600
Сжатие осевое (призменная прочность) .	$R^{н}_{пр}$	28	40	60	80	115	145	210	280	350	420
Сжатие при изгибе . . .	$R^{н}_{и}$	35	50	75	100	140	180	260	350	440	520
Растяжение .	$R^{н}_{р}$	5	6	8	10	13	16	21	25	28	30
Срез	$R^{н}_{ср}$	7	11	16	20	28	35	47	58	68	77

Примечания: 1. Величина $R^{н}_{ср}$ в СНиП не приведена и указана ориентировочно.

2. Нормативные сопротивления растяжению бетонов на глиноземистом цементе принимаются по табл. 1.16 с коэффициентом 0,7.

Коэффициенты однородности бетона $k_б$ должны приниматься по табл. 1.17.

Таблица 1.17

Коэффициенты однородности бетона $k_б$

Вид напряженного состояния	Условия приготовления бетона	Марка бетона	
		35—200	300—600
Сжатие осевое и при изгибе	А	0,60	0,65
	Б	0,55	0,60
Растяжение	А	0,45	0,50
	Б	0,40	0,45

Примечания: 1. Значения коэффициентов однородности, указанные для условий А, применяются для бетонов, приготовляемых на бетонных заводах или бетонных узлах, оборудованных механизмами для автоматического или полуавтоматического дозирования составляющих бетона (вяжущего, фракций заполнителя, воды и добавок), при систематическом контроле прочности и однородности бетона при сжатии.

В остальных случаях значения коэффициента однородности бетона принимаются по условию Б.

2. При установлении марок бетона по растяжению и систематическом контроле прочности и однородности бетона (при растяжении) величины коэффициентов однородности бетона, приведенные в табл. 1.17, повышаются на 10%.

Нормативные модули упругости бетона при сжатии $E_б^н$ должны приниматься по табл. 1.18.

Таблица 1.18

Нормативные модули упругости бетона при сжатии $E_б^н$ (в *кг/см²*)

Марка бетона	Тяжелый бетон	Легкий бетон
35	—	60 000
50	110 000	70 000
75	155 000	95 000
100	190 000	110 000
150	240 000	130 000
200	290 000	150 000
300	340 000	—
400	380 000	—
500	410 000	—
600	430 000	—

Примечания: 1. Нормативные модули упругости для легких бетонов даны для бетонов на котельных и металлургических шлаках и на керамзите. Модули упругости для легких бетонов на пемзе, туфе и т. п. принимаются по специальным техническим условиям или экспериментальным данным.

2. Нормативные модули упругости для легких бетонов марок 100 и 150 при изготовлении их на кварцевом песке принимаются по табл. 1.18 с повышением на 40%.

Модуль сдвига для бетона может быть принят $G_б^н = 0{,}425\ E_б^н$, где $E_б^н$ — нормативный модуль упругости бетона при сжатии.

Коэффициент поперечного расширения бетона может приниматься:

в упругой стадии работы $\nu = \frac{1}{6}$

в стадии разрушения . . $\nu = 0$.

Ориентировочные предельные значения характеристики ползучести φ_t для разновидностей бетонов и силикатов приведены в табл. 1.19 (характеристикой ползучести φ_t названо отношение величины деформации ползучести к упругой деформации).

Таблица 1.19

Предельные значения характеристики ползучести $\varphi_{t=\infty} = m$

Материалы	$\varphi_{t=\infty} = m$
Обычные бетоны	1,0—4,0
Легкие бетоны	3,0—5,0
Мелкозернистые бетоны . . .	3,0—5,0
Силикаты, глиносиликаты, силикальциты	1,0—3,0
Пеносиликаты	2,0—4,0

Коэффициент линейного расширения бетона и железобетона α при охлаждении, а также при нагреве в пределах от 0 до 100° принимается равным 0,00001. $-10\cdot10^{-6}$ град$^{-1}$

Примечание. При наличии опытных данных для бетона, изготовленного из тех же материалов, того же состава и теми же методами, что и бетон, применяемый в конструкции, разрешается принимать значения коэффициента линейного расширения в соответствии с опытными данными.

Наибольшая относительная деформация укорочения от усадки $\alpha_у$ принимается по табл. 1.20.

Таблица 1.20

Значения $\alpha_у$

Материал сооружения	Вид бетона	$\alpha_у$
Неармированный бетон	Обычный	0,00020
	Легкий	0,00025
Железобетон	Обычный	0,00015
	Легкий	0,00020

Объемный вес бетона и железобетона следует принимать по табл. 1.21.

Таблица 1.21

Объемный вес бетона и железобетона (в $кг/м^3$)

Вид бетона	Бетон	Железобетон
Тяжелый бетон на гравии или щебне из природного камня (невибрированный)	2300	2400
То же, вибрированный или центрифугированный	2400	2500
Тяжелый бетон на кирпичном щебне (невибрированный) .	1800	1900
То же, вибрированный	2000	2100
Легкий бетон	По фактическому весу	

Объемный вес легкого железобетона на керамзите или шлаках ориентировочно составляет 1500—1800 $кг/м^3$, а легкого железобетона на пемзе или туфе — 1100 — 1500 $кг/м^3$.

При проценте армирования более 3,0 объемный вес железобетона должен быть подсчитан как сумма весов бетона и арматуры на единицу объема конструкции.

АРМАТУРА

Нормативные сопротивления арматуры $R_a^н$ должны приниматься по табл. 1.22.

Коэффициенты однородности арматуры k_a должны приниматься:

а) для горячекатаной арматуры из стали марок Ст.0 и Ст.3, а также для арматуры из стали марок Ст.0 и Ст.3, подвергнутой силовой калибровке,—0,90;

б) для горячекатаной арматуры периодического профиля из стали марок Ст.5 и 25ГС — 0,85;

в) для холодносплющенной арматуры периодического профиля и для арматуры из холоднотянутой проволоки — 0,80.

Модули упругости арматуры $E_a^н$ принимаются равными 2 100 000 *кг/см²*.

Таблица 1.22

Нормативные сопротивления арматуры $R_a^н$

№ по пор.	Вид арматуры	Нормативное сопротивление (в *кг/см²*)
1	Горячекатаная круглая, полосовая и фасонный прокат из стали марки Ст.0	1900
2	То же, из стали марки Ст.3	2400
3	Горячекатаная круглая из стали марки Ст.0, подвергнутая силовой калибровке	2400
4	То же, из стали марки Ст.3	2800
5	Горячекатаная периодического профиля из стали марки Ст. 5	2800
6	То же, из стали марки 25ГС	4000
7	Арматура из проволоки холоднотянутой диаметром до 5,5 *мм* включительно	5500
8	То же, при диаметре проволоки 6—10 *мм*	4500
9	Холодносплющенная периодического профиля из стали марок Ст.0 и Ст.3	4500

Примечания: 1. За нормативные сопротивления арматуры приняты: для арматуры, указанной в пп. 1—6,— браковочный минимум предела текучести при растяжении; для арматуры, указанной в пп. 7—9,— браковочный минимум предела прочности.

2. Приведенные в табл. 1.22 нормативные сопротивления для стали марок Ст.3 и Ст.5 относятся к арматуре диаметром до 40 *мм*.

Значения нормативных сопротивлений при диаметре арматуры более 40 *мм* принимаются:

для горячекатаной арматуры периодического профиля из стали марки Ст.5 — 2700 *кг/см²*;

для горячекатаной круглой арматуры из стали марки Ст.3 — по специальным техническим условиям.

РАСЧЕТНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ МАТЕРИАЛОВ

Расчетные сопротивления бетона и арматуры определяются как произведение нормативных сопротивлений на соответствующие коэффициенты однородности с округлением.

БЕТОН

Расчетные сопротивления (пределы прочности) бетона принимаются по табл. 1.23.

Таблица 1.23

Расчетные сопротивления (пределы прочности) бетона (в *кг/см²*)

Вид напряженного состояния	Условное обозначение	Условия приготовления бетона	Марки бетона									
			35	50	75	100	150	200	300	400	500	600
Сжатие осевое (призменная прочность) .	$R_{пр}$	А	17	24	36	48	70	90	140	190	230	270
		Б	15	22	33	44	65	80	130	170	210	250
Сжатие при изгибе . . .	$R_{и}$	А	21	30	45	60	85	110	170	230	280	330
		Б	19	27	41	55	80	100	160	210	260	310
Растяжение .	$R_{р}$	А	2,2	2,7	3,6	4,5	5,8	7,2	10,5	12,5	14,0	15,0
		Б	2,0	2,4	3,2	4,0	5,2	6,4	9,5	11,0	12,5	13,5
Срез	$R_{ср}$	А	3,6	5,0	7,2	9,0	12,6	15,7	23,5	29,0	34,0	38,5
		Б	3,2	4,4	6,4	8,0	11,2	14,0	21,2	26,1	30,6	34,6

Примечания: 1. Величина $R_{ср}$ в СН и П не приведена и указана ориентировочно.

2. Значения расчетных сопротивлений при растяжении бетонов на глиноземистом цементе принимаются по табл. 1.23 с коэффициентом 0,7.

3. Значения расчетных сопротивлений, указанные для условий А, принимаются для бетонов, приготовляемых на бетонных заводах или бетонных узлах, оборудованных механизмами для автоматического или полуавтоматического дозирования составляющих бетона (вяжущего, фракций заполнителя, воды и добавок), при систематическом контроле прочности и однородности бетона при сжатии.

В остальных случаях значения расчетных сопротивлений бетона принимаются по условию Б.

4. При установлении марок бетона по растяжению и систематическом контроле прочности и однородности бетона значения расчетных сопротивлений бетона при растяжении повышаются на 10%.

5. При расчете изгибаемых элементов сборных конструкций с учетом коэффициента условий работы $m = 1{,}10$ значения расчетных сопротивлений бетона должны во всех случаях приниматься по условию Б табл. 1.23.

Расчетные модули упругости бетона при сжатии $E_б$ должны приниматься по табл. 1.24.

Примечания: 1. Расчетные модули упругости легких бетонов даны для бетонов на котельных и металлургических шлаках и на керамзите; модули упругости для легких бетонов на пемзе, туфе и т. п. принимаются по техническим условиям или экспериментальным данным.

2. Расчетные модули упругости легких бетонов марки 100 и 150 при изготовлении их на кварцевом песке принимаются по табл. 1.24 с повышением на 40%.

Таблица 1.24

Расчетные модули упругости бетона при сжатии $E_б$ (в *кг/см²*)

Марка бетона	Тяжелый бетон	Легкий бетон
35	—	40 000
50	65 000	50 000
75	90 000	60 000
100	120 000	75 000
150	165 000	100 000
200	200 000	115 000
300	270 000	—
400	310 000	—
500	340 000	—
600	360 000	—

АРМАТУРА

Расчетные сопротивления арматуры $R_а$ должны приниматься по табл. 1.25.

Таблица 1.25

Расчетные сопротивления арматуры $R_а$ (в *кг/см²*)

Наименование арматуры	Для растянутой арматуры	Для сжатой арматуры
Горячекатаная круглая, полосовая или фасонная из стали марки Ст.0	1700	1700
То же, из стали марки Ст.3	2100	2100
Горячекатаная круглая из стали марки Ст.0, подвергнутая силовой калибровке	2100	1700
То же, из стали марки Ст.3	2500	2100
Горячекатаная периодического профиля из стали марки Ст.5	2400	2400
То же, из стали марки 25ГС	3400	3400
Арматура из холоднотянутой проволоки диаметром до 5,5 *мм* включительно	4500	4500
То же, при диаметре проволоки 6—10 *мм*	3600	3600
Холодносплющенная периодического профиля из стали марок Ст.0 или Ст.3	3600	3600

Примечания: 1. В железобетонных конструкциях из легкого бетона марки ниже 100 расчетное сопротивление арматуры независимо от марки стали принимается, как для горячекатаной арматуры из стали марки Ст.0. Более высокие значения расчетных сопротивлений арматуры в этих случаях разрешается принимать только тогда, когда это предусмотрено техническими условиями или специально обосновано.

2. Полное использование расчетного сопротивления арматуры из стали марки Ст.3, подвергнутой силовой калибровке, допускается только для арматуры диаметром до 12 *мм* при применении ее в сварных каркасах и сварных сетках; в остальных случаях расчетное сопротивление этой арматуры принимается, как для арматуры из стали марки Ст.3, не подвергнутой силовой калибровке.

3. Приведенные в табл. 1.25 расчетные сопротивления арматуры из стали марок Ст.3 и Ст.5 относятся к арматуре диаметром до 40 *мм*. Расчетные сопротивления при диаметре арматуры более 40 *мм* принимаются равными:

для горячекатаной арматуры периодического профиля из стали марки Ст.5 — 2300 *кг/см²*

для горячекатаной арматуры из стали марки Ст.3 — 0,9 от нормативного сопротивления этой арматуры.

4. При применении арматуры из холоднотянутой проволоки для хомутов вязаных каркасов расчетное сопротивление этой арматуры принимается, как и для горячекатаной арматуры, из стали марки Ст.3.

ОСНОВНЫЕ РАСЧЕТНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ

ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Расчет бетонных и железобетонных конструкций производится по методу расчетных предельных состояний: 1) по несущей способности, 2) по деформациям и 3) по образованию или раскрытию трещин

Для всех железобетонных конструкций расчетом должно быть подтверждено наличие требуемой несущей способности (прочности и устойчивости).

Для тех конструкций, в которых величины деформаций могут ограничить возможность эксплуатации сооружения, расчетом должна быть подтверждена допустимость деформаций, вызываемых эксплуатационными нагрузками.

Для конструкций, в которых появление трещин по условиям эксплуатации не допускается или ограничивается раскрытие трещин, расчетом должно быть подтверждено соблюдение определенных условий в части отсутствия или ограниченного раскрытия трещин.

Расчет по несущей способности должен производиться на воздействие расчетных нагрузок.

Расчет по деформациям, а также по образованию и раскрытию трещин должен производиться на воздействие нормативных нагрузок.

Усилия, возникающие в элементах бетонных конструкций, определяются по правилам строительной механики так же, как и для однородного упругого тела.

Усилия, возникающие в элементах железобетонных конструкций, определяются методом предельного равновесия либо методами строительной механики упругих систем.

При определении предельных усилий в элементах железобетонных статически неопределимых конструкций рекомендуется применять метод предельного равновесия, т. е. учитывать перераспределение усилий вследствие пластических деформаций. Для элементов конструкций, в которых появление трещин в стадии эксплуатации недопустимо, учет перераспределения усилий не допускается.

При определении предельных усилий в статически неопределимых железобетонных конструкциях жесткости элементов определяются с учетом (в необходимых случаях) пластических деформаций бетона и арматуры, а также наличия трещин в растянутом бетоне.

В целях упрощения при расчете статически неопределимых железобетонных конструкций (рам, арок и др.) как упругих систем допускается, при определении жесткостей элементов, вводить в расчет площади и моменты инерции сечений полностью, с учетом сжатого и растянутого бетона, но без учета арматуры.

Усилия в элементах статически неопределимых конструкций, для которых величина и характер распределения нагрузки зависят от жесткости (например, в фундаментах), определяются с учетом жесткости этих элементов в предельном состоянии.

При определении усилий в элементах статически неопределимых конструкций, а также при расчете деформаций следует учитывать пространственную работу этих конструкций.

Проверка заданного сечения по первому предельному состоянию (по несущей способности) состоит в том, что по заданным прочностным характеристикам материалов, размерам бетонного сечения и площади арматуры определяют (по соответствующим формулам первого расчетного предельного состояния) наименьшую возможную несущую способность сечения (элемента). Несущая способность сечения достаточна, если удовлетворяются неравенства типа

$$N \leqslant [N] \tag{1.1}$$

или

$$M < [M], \tag{1.2}$$

где N и M — расчетное (т. е. наибольшее возможное) продольное усилие (при центральном или внецентренном сжатии или растяжении) или расчетный изгибающий момент (при изгибе),

$[N]$ и $[M]$ — расчетные (наименьшие возможные) несущие способности сечения (элемента), подвергающегося центральному или внецентренному сжатию, растяжению или изгибу.

Подбор сечений состоит в том, что из равенства типа

$$N = [N] \tag{1.3}$$

или

$$M = [M] \tag{1.4}$$

определяют размеры бетонного сечения и площадь арматуры. При этом надо задаваться прочностными характеристиками материалов и некоторыми из искомых величин (например, задаваясь размерами бетонного сечения, определять площадь арматуры или, задаваясь процентом армирования, отыскивать размеры бетонного сечения).

В случае воздействия поперечной силы Q или крутящего момента $M_{кр}$ составляются выражения, аналогичные неравенствам (1.1) и (1.2) или равенствам (1.3) и (1.4).

КОЭФФИЦИЕНТЫ УСЛОВИЙ РАБОТЫ

Коэффициенты условий работы m при расчете бетонных и железобетонных конструкций по несущей способности должны приниматься следующими.

I. Для бетонных конструкций:

а) для столбов сечением менее 35×35 *см* $m = 0{,}65$,

б) для всех остальных бетонных элементов $m = 0{,}90$.

II. Для железобетонных конструкций:

а) для изгибаемых элементов сборных конструкций, изготовляемых на заводах и специально оборудованных полигонах с систематической проверкой их прочности, а также прочности бетона и арматуры, выполняемой в соответствии с действующими техническими условиями по контролю прочности и жесткости железобетонных деталей сборных конструкций $m = 1{,}10$;

б) для монолитных центрально сжатых элементов сечением менее 30×30 *см* или диаметром менее 30 *см* и внецентренно сжатых элементов с большей стороной сечения менее 30 *см* $m = 0{,}8$;

в) для плит, окаймленных по всему контуру монолитно связанными с ними балками, коэффициент m принимается в соответствии с указаниями на стр. 161;

г) для прочих элементов железобетонных конструкций $m = 1{,}00$.

III. Для арматуры железобетонных конструкций:

а) для растянутой арматуры при бетоне марки 100: круглой горячекатаной из стали марки Ст.3 и круглой из стали марок Ст.0 и Ст.3, подвергнутой силовой калибровке, применяемых в вязаных каркасах и сетках, а также горячекатаной периодического профиля и холодносплющенной (независимо от конструкции арматурных каркасов) $m_а = 0{,}9$;

б) для хомутов и отогнутой арматуры (за исключением холоднотянутой проволоки) при расчете их на поперечную силу по формуле (1.107) $m_н = 0{,}8$;

в) то же, что и в подпункте б), но из холоднотянутой проволоки — $m_н = 0{,}7$;

г) для растяиутой и сжатой арматуры из холодиосплющениых стержней периодического профиля во всех случаях, а также из холоднотянутой проволоки, примеияемой в сварных каркасах и сетках, $m_а = 0{,}65$;

д) для прочей арматуры $m_а = 1$.

Примечания: 1. Коэффициенты условий работы арматуры, предусмотренные в подпунктах III, а), б), в), г), должны учитываться в расчете независимо друг от друга.

2. При расчете изгибаемых элементов сборных конструкций с учетом коэффициента условий работы $m = 1{,}10$ значения расчетных сопротивлений бетона должны во всех случаях приниматься по строке Б, табл. 1.23.

3. Коэффициент условий работы $m = 1{,}10$ вводится в расчет для сборных конструкций, сечение которых удовлетворяет условию $S_б \leqslant 0{,}6\, S_0$.

4. При расчете с учетом коэффициента условий работы арматуры $m_а$ произведеиие расчетного сопротивления арматуры $R_а$ иа коэффициент условий работы арматуры $m_а$ разрешается округлять в пределах до $\pm 3\%$.

5. При расчете поперечиых стержней сварных каркасов с одностороиним расположением продольной арматуры (рабочей или монтажной), помимо подпунктов III, б), в), должен учитываться (для поперечных стержней диаметром 20 *мм* и более) дополнительный понижающий коэффициент условий работы $m_с$, значения которого приведеиы в табл. 1.26.

Таблица 1.26

Значеиия коэффициеитов $m_с$ для поперечиых стержией сварных каркасов диаметром 20 *мм* и более при одностороиией приварке к продольиым стержиям

Вид арматуры	Значення $m_с$ прн диаметре поперечных стержней (в *мм*)		
	20	22	25
Сталь горячекатаная периодического профиля марки Ст.5 и 25ГС	0,9	0,8	0,70
Сталь горячекатаная круглая марки Ст.3 .	0,95	0,85	0,75
То же, марки Ст.0	1,00	0,95	0,85

При иеобходимости пересчета площади сечеиия арматуры в связи с заменой одиого вида арматуры другим расчетная площадь поперечиого сечеиия арматуры должиа измеияться обратно пропорционально произведеииям расчетиых сопротивлений арматуры на коэффициеиты условий ее работы.

Так, при замеие одного вида арматуры с площадью поперечиого сечеиия $F_{а_1}$ другим видом требуемая площадь сечеиия арматуры $F_{а_2}$ определяется по формуле

$$F_{а_2} = F_{а_1} \frac{m_{а_1} m_{н_1} R_{а_1}}{m_{а_2} m_{н_2} R_{а_2}},$$

где $R_{а_1}$, $m_{а_1}$ и $m_{н_1}$ — расчетиое сопротивление и коэффициеиты условий работы замеияемой арматуры;

$R_{а_2}$, $m_{а_2}$ и $m_{н_2}$ — расчетное сопротивлеиие и коэффициеиты условий работы принимаемой арматуры.

Значеиия величии $m_а R_а$ и $m_а m_н R_а$ — произведеиий расчетиых сопротивлеиий арматуры на соответствующие коэффициеиты условий работы арматуры — приведеиы в табл. 1.27.

Таблица 1.27

Произведения расчетных сопротивлений арматуры R_a на коэффициенты условий работы арматуры m_a и $m_н$

Вид арматуры	Вид арматурных изделий	Марка бетона	Произведения расчетных сопротивлений арматуры на коэффициенты условий работы арматуры (в *кг/см²*)		
			для растянутой арматуры $m_a R_a$	для сжатой арматуры $m_a R_a$	для хомутов и отогнутой арматуры при расчете их по поперечной силе $m_н m_a R_a$
Сталь горячекатаная периодического профиля марки Ст.5 диаметром от 10 до 40 *мм*	Во всех изделиях	100	2200	2400	1760
		150 и выше	2400	2400	1920
То же, при диаметрах от 45 до 90 *мм*	Во всех изделиях	100	2100	2300	1600
		150 и выше	2300	2300	1840
Сталь горячекатаная периодического профиля марки АНЛ-1 (25ГС) диаметром от 6 до 40 *мм*	Во всех изделиях	150 и выше	3400	3400	2720
Проволока холоднотянутая низкоуглеродистая диаметром от 3 до 5,5 *мм*	В сварных каркасах и сетках	100 и выше	3000	3000	2100
	В хомутах вязаных каркасов	То же	Как для горячекатаной круглой стали марки Ст. 3		
То же, при диаметрах от 6 до 10 *мм*	В сварных каркасах и сетках	100 и выше	2400	2400	1680
	В хомутах вязаных каркасов	То же	Как для горячекатаной круглой стали марки Ст. 3		
Сталь горячекатаная круглая марки Ст.3 диаметром от 5 до 40 *мм*	В сварных каркасах и сетках	100 и выше	2100	2100	1680
	В вязаных каркасах и сетках	100	1900	2100	1520
		150 и выше	2100	2100	1680
Сталь холодносплющенная периодического профиля из стали марок Ст.0 и Ст.3 диаметром от 6 до 32 *мм*	Во всех изделиях	100	2200	2400	1760
		100 и выше	2400	2400	1920
Сталь горячекатаная круглая марки Ст.3, подвергнутая силовой калибровке диаметром от 5 до 12 *мм*	В сварных каркасах и сетках	100 и выше	2500	2100	1750
	В вязаных каркасах и сетках	100	1900	2100	1520
		150 и выше	2100	2100	1680

Продолжение табл. 1.27

Вид арматуры	Вид арматурных изделий	Марка бетона	Произведения расчетных сопротивлений арматуры на коэффициенты условий работы арматуры (в $кг/см^2$)		
			для растянутой арматуры $m_a R_a$	для сжатой арматуры $m_a R_a$	для хомутов и отогнутой арматуры при расчете их по поперечной силе $m_н m_a R_a$
То же, при диаметрах от 14 до 22 *мм*	Во всех изделиях	100	1900	2100	1520
		150 и выше	2100	2100	1680
Сталь горячекатаная круглая марки Ст. 0, подвергнутая силовой калибровке, диаметром от 5 до 22 *мм*	В сварных каркасах и сетках	100 и выше	2100	1700	1680
		100	1900	1700	1520
	В вязаных каркасах и сетках	150 и выше	2100	1700	1680
Сталь горячекатаная круглая марки Ст. 0 диаметром от 5 до 40 *мм*	Во всех изделиях	100 и выше	1700	1700	1360

Примечание. При применении в качестве поперечной арматуры в сварных каркасах стержней диаметром 20 *мм* и более полное использование ее возможно лишь при двухстороннем расположении продольных стержней.

В каркасах с односторонним расположением продольной арматуры (рабочей или монтажной) расчетные характеристики, приведенные в табл. 1.27 ($m_a m_н R_a$), должны быть для поперечных стержней диаметром 20 *мм* и более умножены на дополнительный понижающий коэффициент условий работы m_c, значения которого приведены в табл. 1.26.

При наличии в сечении арматуры из сталей разных марок каждая из них вводится в расчет со своим расчетным сопротивлением и коэффициентом условий работы.

Рекомендуется при расчете сечений железобетонных элементов по формулам и таблицам принимать расчетное сопротивление, соответствующее какой-либо одной из примененных марок стали, а площади сечения арматуры из сталей других марок вводить в расчет с соответствующими поправочными коэффициентами.

Так, например, при наличии в сечении арматуры с площадью поперечного сечения F_{a_1} и расчетным сопротивлением R_{a_1} и арматуры площадью сечения F_{a_2} с расчетным сопротивлением R_{a_2} в расчете может приниматься суммарная площадь сечения арматуры

$$F_a = F_{a_1} + F_{a_2}\frac{m_{a_2}R_{a_2}}{m_{a_1}R_{a_1}} \quad \text{и} \quad \mu\% = \frac{F_a}{bh_0}100 = \frac{F_{a_1} + F_{a_2}\dfrac{m_{a_2}R_{a_2}}{m_{a_1}R_{a_1}}}{bh_0}100.$$

РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ БЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

ЦЕНТРАЛЬНО СЖАТЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

Расчет бетонных элементов при центральном сжатии производится по формуле

$$N \leqslant m\varphi R_{\text{пр}} F, \qquad (1.5)$$

где N — расчетная продольная сила;
F — площадь всего поперечного сечения бетона;
m — коэффициент условий работы;
φ — наименьший коэффициент продольного изгиба;
$R_{\text{пр}}$ — расчетное сопротивление бетона при осевом сжатии (расчетная призменная прочность).

Коэффициенты продольного изгиба φ в формуле (1.5) принимаются по табл. 1.28 в зависимости от отношения расчетной длины элемента l_0 к наименьшему размеру прямоугольного сечения b или к наименьшему радиусу инерции сечения r.

Таблица 1.28

Коэффициенты продольного изгиба φ для бетонных конструкций

	l_0/b	< 4	4	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30
	l_0/r	< 14	14	21	28	35	42	49	56	63	70	76	83	90	97	104
φ	Тяжелый бетон	1,00	0,98	0,96	0,91	0,86	0,82	0,77	0,72	0,68	0,63	0,59	0,55	0,51	0,47	0,44
	Легкий бетон	1,00	0,98	0,94	0,88	0,81	0,75	0,69	0,63	0,57	0,52	0,48	0,43	—	—	—

В сжатых элементах из легкого бетона отношение l_0/b должно быть не более 24.

Расчетные длины l_0 для стен и столбов принимаются:

а) при наличии жестких опор в виде перекрытий или покрытий, опирающихся на жесткие поперечные конструкции,

$$l_0 = H;$$

б) при наличии упругих опор $l_0 = 1{,}25H \div 1{,}50H$;

в) для свободностоящих стен и столбов $l_0 = 2H$,

где H — высота этажа стены или столба.

ИЗГИБАЕМЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

Расчет бетонных изгибаемых элементов производится, исходя из следующих положений:

а) сечения сохраняются плоскими;

б) эпюра нормальных напряжений в растянутой зоне прямоугольная;

в) эпюра нормальных напряжений в сжатой зоне — треугольная (рис. 1.28);

г) напряжения бетона в растянутой зоие равиы расчетиому сопротивлению бетона при растяжении $R_р$.

Предельная относительная растяжимость бетона может быть принята равной:

для тяжелого бетона — 0,00015;

для легкого бетона — 0,00020.

Элементы прямоугольного сечения рассчитываются по формуле

$$M \leqslant mR_р \frac{bh^2}{3,5}, \qquad (1.6)$$

где M — расчетный изгибающий момент;

$R_р$ — расчетное сопротивление бетона при растяжеиии;

b и h — ширина и высота поперечного сечения.

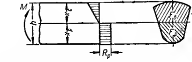


Рис. 1. 28. Эпюра напряжений в бетонном изгибаемом элементе.

Рнс. 1. 29. Эпюра напряжений во внецентренно сжатом бетонном элементе прн малых эксцентрнснтетах продольной снлы.

ВНЕЦЕНТРЕННО СЖАТЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

Расчет внецентренно сжатых бетоиных элементов при малых эксцеитриситетах (рис. 1.29), удовлетворяющих условию

$$S_б > 0,8S_0, \qquad (1.7)$$

производится по формуле

$$N \leqslant m\varphi R_{пр} \frac{S_0}{e}. \qquad (1.8)$$

Элементы прямоугольного сечения при малых эксцеитриситетах, удовлетворяющих условию

$$e_0 \leqslant 0,225h, \qquad (1.9)$$

рассчитываются по формуле

$$N \leqslant \frac{0,5m\varphi R_{пр}bh^2}{e}. \qquad (1.10)$$

В формулах (1.7) — (1.10) приняты обозиачения:

S_0 — статический момент всей площади поперечного сечеиия отиосительио менее напряженной грани сечения;

$S_б$ — статический момент площади сечения сжатой зоиы бетоиа, высота которой определяется по формуле (1.13), относительно меиее напряженной грани сечения;

e — расстояние от силы N до менее напряженной грани сечения;

e_0 — расстояние от силы N до центра тяжести поперечного сечения.

Расчет внецентренно сжатых бетонных элементов при больших эксцентриситетах, удовлетворяющих условию

$$S_б \leqslant 0{,}8S_0, \qquad (1.11)$$

производится в зависимости от характера среды без учета или с учетом сопротивления растянутой зоны бетона.

Расчет внецентренно сжатых бетонных элементов (за исключением карнизов и парапетов), не подвергающихся воздействию агрессивной среды и не находящихся под давлением жидкости, при больших эксцентриситетах, удовлетворяющих формуле (1.11) и не выходящих за пределы сечения, производится без учета сопротивления растянутой зоны бетона по формуле

$$N \leqslant m\varphi R_и F_б. \qquad (1.12)$$

При этом высота сжатой зоны определяется из условия

$$e_N = e_б. \qquad (1.13)$$

В формулах (1.12) и (1.13) приняты обозначения:

$R_и$ — расчетное сопротивление бетона сжатию при изгибе;

$F_б$ — площадь сечения сжатой зоны бетона при расчете без учета сопротивления растянутой зоны;

e_N — расстояние от силы N до растянутой грани сечения;

$e_б$ — расстояние от центра тяжести сечения сжатой зоны до растянутой грани сечения;

φ — коэффициент продольного изгиба при учете всей площади сечения, принимаемый по табл. 1.28.

У растянутой грани внецентренно сжатых элементов, рассчитываемых без учета сопротивления растянутой зоны бетона, должна ставиться конструктивная арматура сечением не менее 0,05% площади поперечного сечения элемента F.

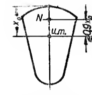


Рис. 1.30. Предельное положение продольной сжимающей силы относительно центра тяжести бетонного сечения.

При нецелесообразности или невозможности постановки конструктивной арматуры разрешается производить расчет с учетом сопротивления растянутой зоны бетона.

В сечениях внецентренно сжатых бетонных элементов (стен, столбов, подпорных стен, сводов и др.), рассчитываемых без учета сопротивления растянутой зоны бетона, а также в сечениях карнизов, парапетов и т. п. величина эксцентриситета расчетного усилия относительно центра тяжести сечения не должна превышать 90% расстояния от центра тяжести до наиболее напряженной грани сечения (рис. 1.30).

При воздействии агрессивной среды или напора жидкости расчет внецентренно сжатых бетонных элементов при больших эксцентриситетах производится с учетом сопротивления растянутой зоны бетона.

Элементы прямоугольного сечения допускается рассчитывать по формуле

$$N = 1{,}8m\varphi \frac{R_р bh}{6\frac{e_0}{h} - 1}. \qquad (1.14)$$

МЕСТНОЕ СЖАТИЕ (СМЯТИЕ)

Расчет на смятие опорных частей балок, прогонов и т. п. производится по формуле

$$N \leqslant m\psi R_{пр} F_{см}, \tag{1.15}$$

где

$$\psi = \sqrt[3]{\frac{F}{F_{см}}}, \tag{1.16}$$

F — площадь поперечного сечения элемента;

$F_{см}$ — площадь, по которой передается нагрузка;

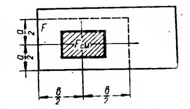


Рис. 1.31. Определение расчетной площади F при несовпадении центров тяжести загруженной части площади $F_{см}$ и площади поперечного сечения элемента.

Величина коэффициента ψ должна приниматься не более 1,5—при расчете только на местную нагрузку и не более 2,0 — при расчете как на местную, так и на остальную нагрузку. Если центр тяжести загруженной части площади $F_{см}$ не совпадает с центром тяжести всей расчетной площади сечения (рис. 1.31), то в расчет следует принимать только часть площади $F_{см}$, симметричную относительно центра тяжести загруженной части.

Если местная нагрузка приложена у конца стены на длине не более толщины стены, величина ψ должна быть не более 1,25.

УКАЗАНИЯ ПО КОНСТРУИРОВАНИЮ

Конструктивное армирование бетонных конструкций должно предусматриваться независимо от расстояния между температурными швами в следующих случаях:

а) в местах резкого изменения размеров сечения;

б) в местах изменения высоты стен;

в) в конструкциях, подвергающихся систематическому воздействию температуры свыше 70° или воздействию динамической нагрузки;

г) в массивных конструкциях из легкого бетона.

В бетонных элементах, в местах резкого изменения размеров сечений, должна укладываться конструктивная арматура сечением 2—4 *см*² на 1 *пог. м*. В бетонных стенах под и над проемами каждого этажа должна укладываться вдоль стен конструктивная арматура того же сечения. Такая же арматура того же сечения длиной не менее 1 *м* должна укладываться на участках, где изменяется высота стены. При применении бетонов, в которых возможна коррозия арматуры, последняя должна быть уложена в защитном слое цементного раствора 1 : 3.

У растянутой грани внецентренно сжатых бетонных элементов, рассчитываемых на прочность без учета сопротивления растянутой зоны бетона, а также в массивных конструкциях из легкого бетона должна ставиться конструктивная арматура сечением не менее 0,05% площади поперечного сечения элемента F.

При проектировании бетонных фундаментов отношение высоты подушки фундамента (h) к ее уширению в каждую сторону (b), а также отношение высоты каждого уступа (h_1) к его ширине (b_1) следует принимать не менее приведенного в табл. 1.29.

Таблица 1.29

Наименьшее отношение размеров фундаментов $\frac{h}{b}$ и $\frac{h_1}{b_1}$

Давление на грунт от расчетной нагрузки (в $кг/см^2$)	Марка бетона	Для ленточных фундаментов	Для отдельных фундаментов
1,5 и менее	$\geqslant 100$	1,35	1,50
Более 1,5	$\geqslant 100$	1,50	1,65
1,5 и менее	<100	1,50	1,65
Более 1,5	<100	1,75	2,0

Примечание. При влажных глинистых грунтах отношение $\frac{h}{b}$ для случаев, указанных в первой строке табл. 1.29, должно увеличиваться на 15%.

РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

ЦЕНТРАЛЬНО СЖАТЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

Элементы с продольной арматурой и обычными хомутами

Проверка прочности и устойчивости заданного сечения железобетонного элемента с продольной арматурой и обычными хомутами при центральном сжатии (рис. 1.32, *а*) производится по формуле

$$N \leqslant m\varphi (R_{пр}F_б + m_а R_а F_а), \quad (1.17)$$

где $R_а$ — расчетное сопротивление продольной арматуры;

$F_б$ — площадь сечения бетона;

$F_а$ — площадь сечения всей продольной арматуры;

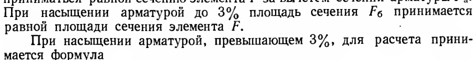
$R_{пр}$ — расчетное сопротивление бетона (расчетная призменная прочность).

Рис. 1.32. Центрально сжатые железобетонные элементы:

а — с продольной арматурой и обычными хомутами; *б* — с косвенной арматурой в виде спиралей.

При выполнении арматуры из сталей разных марок каждая из них вводится в расчет со своим расчетным сопротивлением и коэффициентом условий работы.

При насыщении арматурой более 3% площадь сечения $F_б$ должна приниматься равной сечению элемента F за вычетом сечения арматуры $F_а$. При насыщении арматурой до 3% площадь сечения $F_б$ принимается равной площади сечения элемента F.



При насыщении арматурой, превышающем 3%, для расчета принимается формула

$$N \leqslant m\varphi [R_{пр}F + (m_а R_а - R_{пр}) F_а], \quad (1.18)$$

где F — площадь поперечного сечения элемента.

Подбор сечений центрально сжатых элементов с гибкой продольной арматурой и хомутами производится следующим образом (при $\mu \leqslant 0{,}03$):

Таблица 1.30

Значения $\frac{N}{\varphi}$ (в m) для расчета прямоугольных сечений центрально сжатых элементов

Размеры (в *см*) и площадь сечения (в *см²*)	R_a: 2100 *кг/см²* / 2400 *кг/см²*; Марка бетона	Процент армирования, μ%: 0,57 / 0,5	0,69 / 0,6	0,91 / 0,8	1,14 / 1,0	1,37 / 1,2	1,60 / 1,4	1,83 / 1,6	2,06 / 1,8	2,28 / 2,0	2,52 / 2,2	2,74 / 2,4	2,97 / 2,6	3,43 / 3,0
30 × 30	150	69	71	76	80	84	89	93	97	102	106	110	115	123
$F = 900$	200	83	85	89	94	98	102	107	111	115	120	124	128	137
	300	128	130	134	139	143	147	152	156	160	165	169	173	182
30 × 40	150	92	95	101	107	112	118	124	130	136	141	147	153	164
$F = 1200$	200	110	113	119	125	131	136	142	148	154	159	165	171	182
	300	170	173	179	185	191	196	202	208	214	219	225	231	242
30 × 50	150	116	119	126	133	141	148	155	162	170	177	184	191	206
$F = 1500$	200	138	142	149	156	163	170	178	185	192	199	206	214	228
	300	213	217	224	231	238	245	253	260	267	274	281	289	303
40 × 40	150	123	127	135	142	150	158	166	173	181	188	196	204	219
$F = 1600$	200	147	151	159	166	174	182	189	197	205	212	220	228	243
	300	227	231	239	246	254	262	269	277	285	292	300	308	323
40 × 50	150	154	159	168	178	188	197	207	216	226	236	245	255	274
$F = 2000$	200	184	189	198	208	218	227	237	246	256	266	275	285	304
	300	284	289	298	308	318	327	337	346	356	366	375	385	404
40 × 60	150	185	191	202	214	226	236	248	260	271	283	294	306	329
$F = 2400$	200	220	226	238	250	261	272	284	296	307	318	330	342	365
	300	341	347	358	370	381	393	404	416	427	439	450	462	485
40 × 80	150	246	254	270	284	300	316	331	346	362	377	392	408	439
$F = 3200$	200	294	302	318	332	348	363	379	394	410	425	440	456	486
	300	454	462	477	493	508	524	539	554	570	585	600	616	646
50 × 50	150	192	198	210	222	234	246	258	270	282	294	306	319	342
$F = 2500$	200	230	236	248	260	272	284	296	308	320	332	344	356	380
	300	355	361	373	385	397	409	421	433	445	457	469	481	505
50 × 60	150	231	238	252	267	282	296	310	324	339	353	368	382	411
$F = 3000$	200	276	283	297	312	326	340	355	370	384	398	413	427	456
	300	426	433	448	462	476	491	505	520	534	548	563	577	606

Продолжение табл. 1.30

Размеры (в *см*) и площадь сечения (в *см²*)	R_a: 2100 *кг/см²* / 2400 *кг/см²*		Процент армирования, μ%: 0,57 / 0,5	0,69 / 0,6	0,91 / 0,8	1,14 / 1,0	1,37 / 1,2	1,60 / 1,4	1,83 / 1,6	2,06 / 1,8	2,28 / 2,0	2,52 / 2,2	2,74 / 2,4	2,97 / 2,6	3,43 / 3,0
50 × 80 $F = 4000$	Марка бетона	150	308	317	336	356	375	394	414	433	452	471	490	510	548
		200	368	378	396	416	435	454	474	493	512	531	550	570	608
		300	568	578	597	616	635	654	674	693	712	731	750	770	808
60 × 60 $F = 3600$		150	277	286	303	320	338	355	372	390	407	424	441	459	494
		200	331	340	357	374	392	409	426	444	461	478	495	512	546
		300	511	520	537	554	572	589	606	624	641	658	675	693	727
60 × 80 $F = 4800$		150	370	382	404	427	450	474	496	520	542	565	588	612	658
		200	441	453	476	499	522	545	569	592	615	637	660	684	730
		300	682	693	716	739	762	785	808	831	854	877	900	924	970
60 × 100 $F = 6000$		150	462	476	505	534	564	591	620	650	678	706	735	765	822
		200	552	566	595	624	653	681	711	740	768	796	825	855	912
		300	852	866	895	924	953	982	1010	1039	1068	1097	1126	1154	1212
80 × 80 $F = 6400$		150	493	508	539	570	601	632	662	691	723	754	784	815	876
		200	588	604	635	666	697	727	758	788	819	850	880	911	972
		300	909	924	955	986	1020	1047	1078	1108	1139	1170	1201	1231	1293
80 × 100 $F = 8000$		150	616	635	674	712	750	789	827	866	904	942	981	1019	1096
		200	736	755	794	832	870	909	947	986	1024	1062	1101	1139	1216
		300	1136	1155	1194	1232	1270	1309	1347	1386	1424	1462	1501	1540	1616
80 × 120 $F = 9600$		150	739	762	808	854	900	947	993	1039	1085	1131	1177	1223	1315
		200	883	906	952	998	1044	1091	1137	1183	1229	1275	1321	1367	1459
		300	1363	1386	1432	1478	1524	1571	1617	1663	1709	1755	1801	1847	1939
80 × 140 $F = 11\,200$		150	862	889	943	997	1051	1104	1158	1212	1266	1319	1373	1427	1534
		200	1030	1057	1111	1165	1219	1272	1326	1380	1434	1487	1541	1595	1702
		300	1590	1617	1671	1725	1779	1832	1886	1940	1994	2047	2101	2155	2262

Примечание. Значения $\frac{N}{\varphi}$, приведенные в таблице, подсчитаны для следующих расчетных сопротивлений бетона $R_{пр}$:

при М 150 — 65 *кг/см²*
» М 200 — 80 »
» М 300 — 130 »

1. При заданной площади сечения бетона $F_б$

$$F_а = \frac{N - m\varphi R_{пр} F_б}{m m_а \varphi R_а}. \qquad (1.19)$$

2. При заданном коэффициенте армирования $\mu = \frac{F_а}{F_б}$

$$F_б = \frac{N}{m\varphi (R_{пр} + m_а R_а \mu)}; \qquad (1.20)$$

$$F_а = \mu F_б. \qquad (1.21)$$

Расчет центрально сжатых элементов можно производить, пользуясь табл. 1.30.

Коэффициент продольного изгиба φ принимается по табл. 1.31, в которой приняты следующие обозначения:
l_0 — расчетная длина элемента;
b — наименьший размер прямоугольного сечения;
d — диаметр круглого сечения;
r — наименьший радиус инерции сечения элемента.

Таблица 1.31

Коэффициенты продольного изгиба φ для железобетонных конструкций

l_0/b	14	16	18	20	22	24	26	28	30
l_0/d	12,1	13,9	15,6	17,3	19,1	20,8	22,5	24,3	26,0
l_0/r	50,0	55,4	62,2	69,0	76,0	83,0	90,0	97,0	104,0
φ	1	0,88	0,80	0,73	0,67	0,62	0,57	0,53	0,50

Расчетная длина элемента l_0 определяется путем умножения его действительной длины на коэффициент ψ, зависящий от степени защемления и подвижности концов элемента.

Коэффициент ψ для расчета колонн принимается:

а) при жесткой заделке обоих концов колонн $\psi = 0{,}5$;

б) при жесткой заделке одного конца и шарнирно-неподвижном закреплении другого $\psi = 0{,}7$;

в) при шарнирно-неподвижном закреплении обоих концов $\psi = 1{,}0$;

г) при жесткой заделке одного конца и другом свободном конце $\psi = 2{,}0$;

д) при упругом защемлении стоек коэффициент ψ устанавливается в зависимости от степени защемления и подвижности концов.

При расчете колонн жилищно-гражданских зданий полагают $\psi = 1$ и за расчетную длину колонны l_0 принимают полную высоту этажа от пола до пола. Для колонн нижнего этажа при наличии условий, обеспечивающих достаточно жесткое защемление нижнего конца колонн (например, при фундаментах в виде сплошной плиты), можно принять $\psi = 0{,}7$.

Пример. Требуется проверить сечение колонны. Дано: продольная сила от расчетных нагрузок $N = 140{,}0$ *т*; сечение колонны 40×40 *см*; $F_а = 18{,}10$ *см*²; марка бетона 200; расчетное сопротивление осевому сжатию по табл. 1.23 $R_{пр} = 80$ *кг/см*²; арматура марки Ст.3; расчетное сопротивление арматуры $R_а = 2100$ *кг/см*²; $m_а = 1{,}0$;

$m = 1{,}0$; высота стойки $l = 6{,}4$ *м*; оба конца шарнирно-неподвижны. Расчетная длина элемента $l_0 = \psi l = 1{,}0 \times 6{,}4 = 6{,}4$ *м*. Отношение $\frac{l_0}{b} = \frac{640}{40} = 16$. По табл. 1.31 устанавливаем $\varphi = 0{,}88$.

Для проверки сечения пользуемся основным неравенством (1.1)

$$N \leqslant [N].$$

Правая часть иеравенства, т. е. наименьшая возможная иесущая способность,

$$[N] = m\varphi (R_{пр}F_б + m_a R_a F_a) = 1{,}0 \times 0{,}88\,(80 \times 40 \times 40 + 1{,}0 \times 2100 \times 18{,}10) = 146\,000 \text{ кг} = 146{,}0 \text{ т}.$$

Таким образом, основное неравенство (1.1) соблюдено: $N < [N]$ ($140{,}0\ т < 146{,}0\ т$), т. е. сечение и армирование достаточны.

Проверку сечения можно также произвести, пользуясь табл. 1.30.

При проценте армирования $\mu\% = 100\frac{F_a}{F_б} = 100\,\frac{18{,}10}{40 \times 40} = 1{,}13\%$ по табл. 1.30 для сечения 40×40 *см* при марке бетона 200 находим $\frac{N}{\varphi} = 165{,}7$ *т*.

Наименьшая возможная несущая способность $[N] = 165{,}7 \times \varphi = 165{,}7 \times 0{,}88 = 146{,}0$ *т*.

П р и м е р. Требуется подобрать сечение и арматуру для центрально сжатой колонны. Дано: $N = 108{,}0$ *т*; марка бетона — 150; $R_{пр} = 65$ *кг/см²*; $R_a = 2100$ *кг/см²*; $m_a = 1{,}0$; $m = 1{,}0$; высота колоины 7,0 *м*; оба конца колонны шариирно-неподвижны.

Задаемся сечеиием колонны 40×40 *см*. Расчетиая длина элемента $l_0 = \psi l = 1{,}0 \times 7{,}0 = 7{,}0$ *м*.

Отношение $\frac{l_0}{b} = \frac{700}{40} = 17{,}5$. По табл. 1.31 находим $\varphi = 0{,}82$.

По формуле (1.19) определяем необходимую площадь арматуры

$$F_a = \frac{N - m\varphi R_{пр}F_б}{m m_a \varphi R_a} = \frac{108\,000 - 1{,}0 \times 0{,}82 \times 65 \times 40 \times 40}{1{,}0 \times 1{,}0 \times 0{,}82 \times 2100} = 13{,}2 \text{ см}^2.$$

Процент армирования $\mu\% = 100\,\frac{F_a}{F_б} = 100\,\frac{13{,}2}{40 \times 40} = 0{,}825\%$.

Этот же результат можно получить, пользуясь табл. 1.30.

Определяем $\frac{N}{\varphi} = \frac{108{,}0}{0{,}82} = 131{,}8$ *т*. По табл. 1.30 отыскиваем строку, соответствующую сечению бетона 40×40 *см* и марке бетона 150 и, интерполируя, иаходим $\mu\% = 0{,}822\%$.

Элемеиты с косвеииой арматурой в виде спиралей или сварных колец

Расчет элементов с косвенной арматурой в виде спиралей или сварных колец (рис. 1.32, *б*) при $l_0/d \leqslant 12$ производится по формулам:

$$N \leqslant m\,[R_{пр}F_я + m_a R_a F_a + 2{,}5 m_a R_{a.c} F_{сп}], \tag{1.22}$$

$$F_{сп} = \frac{\pi d_я f_{сп}}{s}, \tag{1.23}$$

где $F_{сп}$ — приведенная площадь сечения спирали;
$d_я$ — диаметр ядра элемента;
$f_{сп}$ — площадь поперечного сечения стержня спирали;
s — шаг спирали;
$F_я$ — площадь сечения ядра элемента;
$R_{a.c}$ — расчетное сопротивление металла спирали.

При $l_0/d > 12$ влияние косвенной арматуры не учитывается и расчет производится, как для колонн с обыкновенными хомутами.

Величина предельного усилия для элемента с косвенной арматурой не должна превышать полуторного значения предельного усилия для элемента того же сечения с обыкновенными хомутами.

Если при наличии косвенного армирования предельное усилие оказывается меньше, чем для колонны с обыкновенными хомутами, то расчет ведется без учета спиралей или сварных колец.

Подбор сечений центрально сжатых элементов с гибкой продольной арматурой и косвенной арматурой в виде спиральной (винтовой) обмотки или сварных колец производится следующим образом.

1. При заданных площади сечения ядра $F_я$ и площади сечения продольной арматуры $F_а$:

а) определяют приведенную площадь сечения спирали по формуле

$$F_{сп} = \frac{N - m\,(R_{пр}F_я + m_а R_а F_а)}{2{,}5mm_а R_{а\,с}}; \tag{1.24}$$

б) задаются диаметром стержня спирали $d_{сп}$ (в пределах 6÷16 *мм*), вычисляют площадь поперечного сечения стержня спирали $f_{сп}$ и определяют шаг спирали по формуле

$$s = \frac{\pi d_я f_{сп}}{F_{сп}}. \tag{1.25}$$

Шаг спирали должен быть не меньше 3 *см*, не более 8 *см* и не более 0,2 $d_я$.

2. При заданных коэффициентах армирования продольной арматурой $\left(\mu = \frac{F_а}{F_я}\right)$ и спиральной арматурой $\left(\mu_{сп} = \frac{F_{сп}}{F_я}\right)$.

Коэффициент армирования продольной арматурой μ рекомендуется принимать в пределах от 0,005 до 0,012.

Коэффициент армирования спиральной арматурой $\mu_{сп}$ должен составлять не менее 0,25 от μ. Обычно $\mu_{сп}$ принимается в пределах от 0,01 до 0,03.

Площадь поперечного сечения ядра определяют по формуле

$$F_я = \frac{N}{m\,(R_{пр} + m_а R_а \mu + 2{,}5m_а R_{сп}\mu_{сп})}. \tag{1.26}$$

Площадь сечения продольной арматуры и площадь приведенного сечения спирали $F_{сп}$ определяют по формулам:

$$F_а = \mu F_я, \tag{1.27}$$

$$F_{сп} = \mu_{сп} F_я. \tag{1.28}$$

Шаг спирали определяют по формуле (1.25).

ЦЕНТРАЛЬНО РАСТЯНУТЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

Центрально растянутые железобетонные элементы рассчитываются на прочность в предположении, что растянутый бетон не участвует в работе.

Проверка заданного сечения центрально растянутого элемента производится по формуле

$$N \leqslant mm_а R_а F_а. \tag{1.29}$$

Подбор сечения производится по формуле

$$F_а = \frac{N}{mm_а R_а}. \tag{1.30}$$

ИЗГИБАЕМЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

Расчет сечений, нормальных к оси элемента

Элементы с любой симметричной формой сечения с одиночной арматурой

Расчет сечений, нормальных к оси изгибаемых элементов, при любой симметричной форме сечений * с одиночной арматурой (рис. 1.33,*а*) производится по формуле

$$M \leqslant mR_{и}S_{б}. \qquad (1.31)$$

Положение нейтральной оси определяется из условия

$$m_{а}R_{а}F_{а} = R_{и}F_{б}. \qquad (1.32)$$

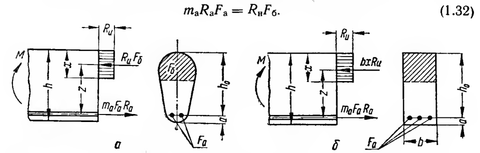


Рис. 1.33. Расчетное напряженное состояние в сечении изгибаемого элемента с одиночной арматурой:

а — при любой симметричной форме сечения относительно плоскости действия момента, *б* — при прямоугольной форме сечения.

Сечение бетона сжатой зоны должно удовлетворять условию

$$S_{б} \leqslant 0{,}8S_{0}. \qquad (1.33)$$

В формулах (1.31) — (1.33) приняты обозначения:

$F_{а}$ — площадь сечения продольной растянутой арматуры;

$F_{б}$ — площадь сечения сжатой зоны бетона;

S_{0} — статический момент площади всего рабочего сечения бетона относительно центра тяжести сечения арматуры $F_{а}$;

$S_{б}$ — статический момент площади сечения сжатой зоны бетона, высота которой определяется по формуле (1.32), относительно центра тяжести сечения арматуры $F_{а}$.

Полка тавровых сечений, расположенная в растянутой зоне при определении S_{0}, в расчете не учитывается.

При армировании сварными сетками и сварными каркасами из холоднотянутой проволоки диаметром до 5,5 *мм* вместо условия (1.33) должно соблюдаться условие

$$S_{б} < 0{,}7S_{0}. \qquad (1.34)$$

Для изгибаемых элементов сборных конструкций, в расчет которых вводится коэффициент условий работы $m = 1{,}1$, вместо условия (1.33) должно соблюдаться условие

$$S_{б} \leqslant 0{,}6S_{0}. \qquad (1.35)$$

При несоблюдении условий (1.33) — (1.35) надо увеличить размеры сечений или повысить марку бетона.

---

* Кроме кольцевых (трубчатых) сечений с арматурой, равномерно распределенной по периметру.

Элементы с прямоугольной формой сечения с одиночной арматурой

Расчет элементов прямоугольного сечения с одиночной арматурой (рис. 133,*б*) производится по формуле

$$M \leqslant mR_{и}bx\left(h_0 - \frac{x}{2}\right), \qquad (1.36)$$

или

$$M \leqslant mF_{а}m_{а}R_{а}\left(h_0 - \frac{x}{2}\right). \qquad (1.37)$$

Положение нейтральной оси определяется по формуле

$$m_{а}R_{а}F_{а} = R_{и}bx. \qquad (1.38)$$

Сечение сжатой зоны бетона должно удовлетворять условию

$$x \leqslant 0{,}55h_0. \qquad (1.39)$$

При армировании сварными сетками и сварными каркасами из холоднотянутой проволоки диаметром до 5,5 *мм* вместо ограничения (1.39) должно соблюдаться условие

$$x \leqslant 0{,}45h_0. \qquad (1.40)$$

Для изгибаемых элементов сборных конструкций, в расчет которых вводится коэффициент условий работы $m = 1{,}1$, вместо ограничения (1.39) должно соблюдаться ограничение

$$x \leqslant 0{,}37h_0. \qquad (1.41)$$

При несоблюдении условий (1.39) — (1.41) надо увеличить размеры сечений или повысить марку бетона.

В формулах (1.36) — (1.41):

h_0 — рабочая высота сечения;

x — высота сечения сжатой зоны бетона.

Наибольшие допускаемые проценты армирования изгибаемых элементов прямоугольного сечения с одиночной арматурой, соответствующие условию (1.39), определяются по формуле

$$\mu_{max} = 55\frac{R_{и}}{m_{а}R_{а}}\% \qquad (1.42)$$

и приведены в табл. 1.32.

Таблица 1.32

Наибольшие допускаемые проценты армирования изгибаемых элементов прямоугольного сечения с одиночной арматурой

$m_{а}R_{а}$ в *кг/см²*	Марка бетона							
	50	75	100	150	200	300	400	500
	$R_{и}$ (в *кг/см²*)*							
	27	41	55	80	100	160	210	260
1700	0,87	1,33	1,78	2,59	3,24	5,18	6,80	8,40
2100	—	—	1,44	2,10	2,62	4,18	5,50	6,80
2400	—	—	—	1,83	2,29	3,67	4,82	5,96
3400	—	—	—	1,30	1,62	2,59	3,40	4,20

* Значения $R_{и}$ приняты по строке Б табл. 1.23. Если значения $R_{и}$ принимать по строке А табл. 1.23, величины $\mu\%$ следует умножить на коэффициент 1,09.

Наибольшие допускаемые проценты армирования изгибаемых элементов прямоугольного сечения с одиночной арматурой из холоднотянутой проволоки диаметром до 5,5 *мм* (при $m_a R_a = 3000$ *кг/см²*) определяются по формуле

$$\mu_{max} = 45 \frac{R_и}{m_a R_a} \% \quad (1.43)$$

и приведены в табл. 1.33.

Наибольшие допускаемые проценты армирования изгибаемых сборных элементов прямоугольного сечения с одиночной арматурой, при расчете которых вводится коэффициент условий работы $m = 1,1$, определяются по формуле

$$\mu_{max} = 37 \frac{R_и}{m_a R_a} \%. \quad (1.44)$$

Таблица 1.33

Наибольшие допускаемые проценты армирования изгибаемых элементов прямоугольного сечения с одиночной арматурой из холоднотянутой проволоки диаметром до 5,5 *мм*

$m_a R_a$ (в *кг/см²*)	Марка бетона				
	150	200	300	400	500
	$R_и$ (в *кг/см²*)				
	80	100	160	210	260
3000	1,20	1,50	2,40	3,15	3,90

При использовании вместо формулы (1.44) табл. 1.32 и 1.33 значения $\mu\%$ в табл. 1.32 следует умножать на коэффициент 0,67, а в табл. 1.33 — на 0,82.

При процентах армирования изгибаемых элементов прямоугольного сечения с одиночной арматурой, превышающих значения μ_{max}, определяемые по формулам (1.42) — (1.44), вся площадь сечения растянутой арматуры не может быть полностью учтена в расчетах и несущая способность элемента независимо от процента армирования определяется:

а) при определении μ_{max} по формуле (1.42)

$$[M] = m0,4bh_0^2 R_и; \quad (1.45)$$

б) при определении μ_{max} по формуле (1.43)

$$[M] = m0,35bh_0^2 R_и; \quad (1.46)$$

в) при определении μ_{max} по формуле (1.44)

$$[M] = m0,30bh_0^2 R_и. \quad (1.47)$$

Расчет изгибаемых элементов прямоугольного сечения с одиночной арматурой при любых марках бетона и стали рекомендуется производить по формулам (1.48 — 1.52) с использованием табл. 1.34.

$$M = mA_0 bh_0^2 R_и; \quad (1.48)$$

$$\alpha = \frac{x}{h_0} = \frac{F_a}{bh_0} \cdot \frac{m_a R_a}{R_и} = \mu \frac{m_a R_a}{R_и} = \frac{\mu\%}{100} \cdot \frac{m_a R_a}{R_и}; \quad (1.49)$$

$$h_0 = r_0 \sqrt{\frac{M}{mbR_и}}; \quad (1.50)$$

$$F_a = \frac{M}{m\gamma_0 h_0 m_a R_a}, \quad (1.51)$$

или

$$F_a = \alpha bh_0 \frac{R_и}{m_a R_a}. \quad (1.52)$$

Таблица 1.34

Таблица для расчета на изгиб, внецентренное сжатие и внецентренное растяжение прямоугольных и тавровых сечений элементов
(марки бетона и стали — любые)

$\alpha = \frac{x}{h_0}$	r_0	γ_0	A_0	$\alpha = \frac{x}{h_0}$	r_0	γ_0	A_0
0,01	10,00	0,995	0,010	0,29	2,01	0,855	0,248
0,02	7,12	0,990	0,020	0,30	1,98	0,850	0,255
0,03	5,82	0,985	0,030	0,31	1,95	0,845	0,262
0,04	5,05	0,980	0,039	0,32	1,93	0,840	0,269
0,05	4,53	0,975	0,048	0,33	1,90	0,835	0,275
0,06	4,15	0,970	0,058	0,34	1,88	0,830	0,282
0,07	3,85	0,965	0,067	0,35	1,86	0,825	0,289
0,08	3,61	0,960	0,077	0,36	1,84	0,820	0,295
0,09	3,41	0,955	0,085	0,37	1,82	0,815	0,301
0,10	3,24	0,950	0,095	0,38	1,80	0,810	0,309
0,11	3,11	0,945	0,104	0,39	1,78	0,805	0,314
0,12	2,98	0,940	0,113	0,40	1,77	0,800	0,320
0,13	2,88	0,935	0,121	0,41	1,75	0,795	0,326
0,14	2,77	0,930	0,130	0,42	1,74	0,790	0,332
0,15	2,68	0,925	0,139	0,43	1,72	0,785	0,337
0,16	2,61	0,920	0,147	0,44	1,71	0,780	0,343
0,17	2,53	0,915	0,155	0,45	1,69	0,775	0,349
0,18	2,47	0,910	0,164	0,46	1,68	0,770	0,354
0,19	2,41	0,905	0,172	0,47	1,67	0,765	0,359
0,20	2,36	0,900	0,180	0,48	1,66	0,760	0,365
0,21	2,31	0,895	0,188	0,49	1,64	0,755	0,370
0,22	2,26	0,890	0,196	0,50	1,63	0,750	0,375
0,23	2,22	0,885	0,203	0,51	1,62	0,745	0,380
0,24	2,18	0,880	0,211	0,52	1,61	0,740	0,385
0,25	2,14	0,875	0,219	0,53	1,60	0,735	0,390
0,26	2,10	0,870	0,226	0,54	1,59	0,730	0,394
0,27	2,07	0,865	0,234	0,55	1,58	0,725	0,400
0,28	2,04	0,860	0,241				

$$M = mA_0bh_0^2R_и; \quad \alpha = \frac{x}{h_0} = \frac{F_а}{bh_0} \cdot \frac{m_аR_а}{R_и} = \mu \frac{m_аR_а}{R_и} = \frac{\mu\%}{100} \cdot \frac{m_аR_а}{R_и};$$

$$h_0 = r_0 \sqrt{\frac{M}{mbR_и}}; \quad F_а = \frac{M}{m\gamma_0h_0m_аR_а}, \text{ или } F_а = \alpha bh_0 \frac{R_и}{m_аR_а}.$$

Примечания: 1. Табличные значения, находящиеся под нижней жирной чертой, не распространяются на сечения элементов, армированных холоднотянутой проволокой диаметром до 5,5 *мм*.

2. Табличные значения, находящиеся ниже верхней жирной черты, не распространяются на элементы сборных конструкций, при расчете которых вводится коэффициент условий работы $m = 1,1$.

Коэффициенты A_0, r_0 и γ_0, приведенные в табл. 1.34, представляют собой следующие выражения:

$$A_0 = \frac{x}{h_0}\left(1 - 0{,}5\frac{x}{h_0}\right) = \alpha(1 - 0{,}5\alpha) = \frac{1}{r_0^2} = \alpha\gamma_0; \tag{1.53}$$

$$r_0 = \frac{1}{\sqrt{\frac{x}{h_0}\left(1 - 0{,}5\frac{x}{h_0}\right)}} = \frac{1}{\sqrt{\alpha(1 - 0{,}5\alpha)}} = \frac{1}{\sqrt{A_0}}; \tag{1.54}$$

$$\gamma_0 = 1 - 0{,}5\frac{x}{h_0} = 1 - 0{,}5\alpha, \tag{1.55}$$

или

$$\gamma_0 = 0{,}5\left(1 + \sqrt{1 - 2\frac{M}{mbh_0^2R_и}}\right). \tag{1.56}$$

Табл. 1.34 является универсальной и может заменить весь набор таблиц, составленных для различных сопротивлений арматуры $m_аR_а$ и бетона $R_и$. Пользование табл. 1.34 практически не сложнее, чем указанными таблицами, составленными для индивидуальных значений $m_аR_а$ и $R_и$.

Табл. 1.34 используется не только для расчета изгибаемых элементов, но и для расчета внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов как прямоугольного, так и таврового сечений. Кроме того, она может быть использована для расчета армокаменных конструкций (в этом случае вместо $R_и$ следует подставлять $m_кR_и$).

Порядок расчета по табл. 1.34

Проверка заданного сечения

Дано: размеры сечения b и h_0; площадь сечения арматуры $F_а$; изгибающий момент M; марки бетона и стали.

Требуется установить достаточность размеров сечения и площади арматуры.

1. По формуле (1.49) вычисляем значение α

$$\alpha = \frac{F_а}{bh_0}\,\frac{m_аR_а}{R_и}.$$

2. По табл. 1.34 устанавливаем, что вычисленное значение α не превосходит наибольших допускаемых величин, и находим соответствующее ему значение A_0.

3. Вычисляем расчетную (наименьшую возможную) несущую способность сечения $[M]$

$$[M] = mA_0bh_0^2R_и.$$

4. Сравниваем несущую способность сечения $[M]$ с действующим изгибающим моментом.

Если неравенство $M \leqslant [M]$ соблюдается, то заданное сечение достаточно.

Подбор сечения

Первый способ. Дано: размеры сечения b и h; изгибающий момент M; марки бетона и стали.

Требуется определить площадь сечения растянутой арматуры $F_а$.

Вариант I. 1. Пользуясь формулой (1.48), вычисляем коэффициент A_0

$$A_0 = \frac{M}{mbh_0^2 R_и}.$$

2. По табл. 1.34 находим коэффициент γ_0, соответствующий вычисленному A_0.

3. По формуле (1.51) вычисляем необходимую площадь арматуры

$$F_а = \frac{M}{m\gamma_0 h_0 m_а R_а}.$$

Сечение арматуры может быть определено также по формуле (1.52)

$$F_а = \alpha b h_0 \frac{R_и}{m_а R_а}.$$

Коэффициент α определяется по табл. 1.34 по значениям A_0.

Вариант II. 1. Пользуясь формулой (1.50), вычисляем коэффициент r_0

$$r_0 = \frac{h_0}{\sqrt{\frac{M}{mbR_и}}}.$$

2. По табл. 1.34 находим коэффициент γ_0 или коэффициент α, соответствующие вычисленному r_0.

3. По формуле (1.51) или (1.52) вычисляем площадь арматуры $F_а$.

Второй способ. Дано: ширина сечения b; процент армирования $\mu\%$ (вернее, эти величины не даны, но мы ими обычно задаемся); изгибающий момент M; марки бетона и стали.

Требуется определить высоту сечения.

1. По формуле (1.49) вычисляем α

$$\alpha = \frac{\mu\%}{100} \frac{m_а R_а}{R_и}.$$

2. По табл. 1.34 находим значение r_0, соответствующее вычисленному α.

3. Определяем по формуле (1.50) полезную высоту сечения

$$h_0 = r_0 \sqrt{\frac{M}{mbR_и}}.$$

4. Определяем полную высоту сечения $h = h_0 + a$, округляем ее (возможно округление как в большую, так и в меньшую сторону) и соответственно вычисляем новое значение h_0.

5. Определяем площадь арматуры, необходимую при новой (округленной) высоте.

Здесь возможно использование варианта I или варианта II, указанных для первого способа.

Следует отметить, что проще и удобнее решать задачу первым способом, т. е. задаваться размерами сечения b и h и отыскивать площадь сечения арматуры $F_а$.

Пример. Требуется проверить заданное прямоугольное сечение с одиночной арматурой. Расчетные данные: $M = 4{,}6$ *тм*; $b = 50$ *см*; $h = 30$ *см*; $h_0 = 26{,}0$ *см*; $F_а = 5{,}7$ *см*²; марка бетона $R^н = 500$ *кг/см*²; расчетное сопротивление на сжатие при

изгибе $R_и = 260$ *кг/см²*; арматура — сетка нз холоднотянутой проволоки днаметром до 5,5 *мм*; расчетное сопротивление арматуры $R_а = 4500$ *кг/см²*; коэффнцнеит условий работы $m = 1,1$; коэффнцнент условнй работы арматуры $m_а = 0,65$.

1. По формуле (1.49) вычнсляем величииу α:

$$\alpha = \frac{F_а}{bh_0} \cdot \frac{m_а R_а}{R_и} = \frac{5,7}{50 \cdot 26} \cdot \frac{0,65 \cdot 4500}{260} = 0,05.$$

2. По табл. 1,34 находим значенне $A_0 = 0,048$, соответствующее велнчнне $\alpha = 0,05$.

3. Определяем расчетную несущую способность сечения

$$[M] = mA_0bh_0^2R_и = 1,1 \times 0,048 \times 50 \times 26,0^2 \times 260 = 464\,000 \text{ кгсм} = 4,64 \text{ тм}.$$

4. Пользуясь основиым неравенством (1.2), устанавливаем, что $M < [M]$, так как $4,6 < 4,64$. Такнм образом, сечение обладает достаточной прочностью.

Пример. Требуется подобрать сеченне плнты.

Даио: $M = 670$ *кгм*; расчетная шнрнна плнты $b = 1,00$ *м*; марка бетона $R^н = 150$ *кг/см²*; расчетное сопротнвление иа сжатие прн изгнбе $R_и = 80$ *кг/см²*; арматура круглая горячекатаная из стали маркн Ст. 3; расчетное сопротивление арматуры $R_а = 2100$ *кг/см²*; $m_а = 1,0$; $m = 1,0$.

Первый способ. Задаемся толщиной плиты $h = 8,0$ *см*.

Полезная высота h_0 равиа

$$h_0 = 8,0 - 1,0 - \frac{0,8}{2} = 6,6 \text{ см}.$$

Пользуясь формулой (1.48), определяем:

$$A_0 = \frac{M}{mbh_0^2R_и} = \frac{67\,000}{1,0 \times 100 \times 6,6^2 \times 80} = 0,192.$$

По табл. 1.34 устанавлнваем, что значению $A_0 = 0,192$ соответствует $\gamma_0 = 0,892$. Необходнмая площадь арматуры

$$F_а = \frac{M}{m\gamma_0h_0m_аR_а} = \frac{67\,000}{1,0 \times 0,892 \times 6,6 \times 1,0 \times 2100} = 5,41 \text{ см}^2.$$

Задачу можно решить, вычисляя не коэффнцнеит A_0, а коэффнцнеит r_0.

Пользуясь формулой (1.50), определяем коэффнциеит r_0:

$$r_0 = \frac{h_0}{\sqrt{\dfrac{M}{mbR_и}}} = \frac{6,6}{\sqrt{\dfrac{67\,000}{1,0 \cdot 100 \cdot 80}}} = 2,28.$$

По табл. 1.34 устанавливаем, что зиаченню $r_0 = 0,258$ соответствует значение $\gamma_0 = 0,892$, т. е. то же значение, что было получено выше.

Площадь арматуры можно также вычнслнть н по формуле (1.52), иаходя в табл. 1.34 коэффициеит α по значеишю r_0 или A_0.

В иашем случае значениям $r_0 = 2,28$ или $A_0 = 0,192$ отвечает $\alpha = 0,215$. Отсюда:

$$F_а = \alpha bh_0 \frac{R_и}{m_аR_а} = 0,215 \times 100 \times 6,6 \frac{80}{1,0 \times 2100} = 5,41 \text{ см}^2.$$

Второй способ. Задаемся не толщиной плнты, а процентом армировання $\mu\% = 0,7\%$. По формуле (1.49) вычнсляем α:

$$\alpha = \frac{\mu\%}{100} \cdot \frac{m_аR_а}{R_и} = \frac{0,7}{100} \cdot \frac{1,0 \times 2100}{80} = 0,184.$$

По табл. 1.34 находим $r_0 = 2,44$.

По формуле (1.50) определяем полезную высоту сечения:

$$h_0 = r_0 \sqrt{\frac{M}{mbR_и}} = 2,44 \sqrt{\frac{67\,000}{1,0 \times 100 \times 80}} = 7,05 \text{ см}.$$

Полезная высота $h_0 = 7{,}05 + 1{,}0 + \frac{0{,}8}{2} = 8{,}45$ *см.*

Округляем величину толщины плиты до $h = 8{,}0$ *см* и производим определение окончательного процента армирования и площади арматуры, как было показано выше, в первом способе.

Пример расчета подтверждает, что наиболее быстро и удобно решать задачу первым способом, т. е. задаваясь толщиной плиты h (в сантиметрах) и определяя затем необходимое количество арматуры. Полученное процентное содержание арматуры должно при этом находиться в рекомендуемых границах.

Элементы с тавровой формой сечения, с полкой, расположенной у сжатой грани

Расчетная ширина полки таврового сечения $b_п$ (рис. 134) для самостоятельных балок (настилы, перемычки, рандбалки, фундаментные балки и др.) не должна превышать одной трети их пролета, а также $12h_п + b$.

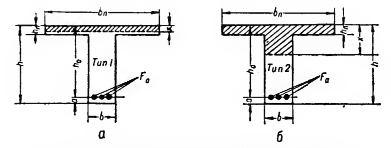


Рис. 1. 34. Тавровые сечения изгибаемых элементов:
а — нейтральная ось располагается в пределах полки; *б* — нейтральная ось пересекает ребро.

Расчетная ширина полки таврового сечения для балок монолитного ребристого перекрытия принимается:

а) для главных балок — равной половине пролета балки.

б) для второстепенных балок — равной расстоянию между их осями.

При расчете балок монолитных ребристых перекрытий с отношением $\frac{h_п}{h} < 0{,}1$ вводимая в расчет ширина полки не должна превышать $12h_п + b$.

При наличии в плитах поперечных промежуточных ребер расчетная ширина полки при расчете продольных ребер может приниматься равной ее полной фактической ширине.

Сечение арматуры $F_а$ в процентах от расчетного сечения ребра тавровой балки (bh_0) должно быть не менее, чем указано в табл. 1.57.

При расчете тавровых балок следует различать два типа поперечных сечений.

Тип 1 (рис. 1. 34, *а*). Нейтральная ось располагается в пределах полки, и расчет производится по формулам или таблицам для прямоугольных сечений с одиночной арматурой. При этом ширина сечения принимается равной расчетной ширине полки $b_п$.

Нейтральная ось располагается в пределах полки, если соблюдаются условия:

$$M \leqslant m b_п h_п R_и \left(h_0 - \frac{h_п}{2}\right) \qquad (1.57)$$

или

$$F_а \leqslant \frac{R_и}{m_а R_а} b_п h_п. \qquad (1.58)$$

При подборе сечений арматуры удобнее пользоваться формулой (1.57), а при проверке заданного сечения — формулой (1.58).

Расчет изгибаемых элементов таврового сечения с одиночной арматурой при расположении нейтральной оси в пределах полки и при отношении

$$\frac{h_п}{h_0} \leqslant 0{,}2$$

может производиться по формулам:

$$M \leqslant m m_а R_а F_а \left(h_0 - \frac{h_п}{2}\right); \qquad (1.59)$$

$$F_а = \frac{M}{m m_а R_а \left(h_0 - \frac{h_п}{2}\right)}. \qquad (1.60)$$

Тип 2 (рис. 1.34, *б*). Нейтральная ось пересекает ребро, и тавровое сечение рассчитывается с учетом сжатия в ребре.

Нейтральная ось пересекает ребро (проходит за пределами полки), если соблюдаются условия

$$M > m b_п h_п R_и \left(h_0 - \frac{h_п}{2}\right) \qquad (1.61)$$

или

$$F_а > \frac{R_и}{m_а R_а} b_п h_п. \qquad (1.62)$$

Тавровые сечения типа 2 рассчитываются по формуле

$$M \leqslant m R_и \left[bx\left(h_0 - \frac{x}{2}\right) + 0{,}8\,(b_п - b)\left(h_0 - \frac{h_п}{2}\right) h_п\right]. \qquad (1.63)$$

При этом положении нейтральной оси сечение определяется из условия

$$m_а R_а F_а = R_и\,[bx + 0{,}8\,(b_п - b)\,h_п]. \qquad (1.64)$$

Расчет удобно производить в такой последовательности.

Наименьшая возможная несущая способность сечения, т. е. правая часть неравенства (1.63), определяется по формуле

$$[M] = M_I + M_{св}. \qquad (1.65)$$

Величина $M_{св}$ — момент, воспринимаемый свесами полки и соответствующей арматурой $F_{а.\,св}$, определяется по формуле

$$M_{св} = 0{,}8 m R_и (b_п - b)\left(h_0 - \frac{h_п}{2}\right) h_п. \qquad (1.66)$$

Величина M_I, т. е. часть изгибающего момента, воспринимаемая ребром и арматурой $F_{аI}$, определяется по формулам для прямоугольного сечения с одиночной арматурой по заданным размерам сечения b и h_0 и площади сечения арматуры $F_{аI}$.

Таким образом,

$$M_I = m R_и b x\left(h_0 - \frac{x}{2}\right) = m F_{аI} m_а R_а \left(h_0 - \frac{x}{2}\right), \qquad (1.67)$$

где

$$F_{aI} = F_a - F_{a.\,св};\qquad (1.68)$$

$$x = \frac{m_a R_a F_{aI}}{b R_и};\qquad (1.69)$$

$$F_{a.\,св} = \frac{M_{св}}{m m_a R_a \left(h_0 - \frac{h_п}{2}\right)}.\qquad (1.70)$$

Проверка заданного сечения

Проверка прочности заданного сечения сводится к установлению неравенства $M \leqslant [M]$.

Для таврового сечения типа 1 величина $[M]$ определяется, как правая часть формул (1.36) или (1.37), а положение нейтральной оси по формуле (1.38) для прямоугольного сечения с одиночной арматурой. При этом в формулах (1.36) и (1.38) величина b заменяется на $b_п$.

Сечение относится к типу 1, если соблюдаются условия (1.57) или (1.58).

При $\frac{h_п}{h_0} \leqslant 0{,}2$ в качестве $[M]$ можно принять правую часть неравенства (1.59).

Для таврового сечения типа 2 величина $[M]$ определяется по формуле (1.65).

Сечение относится к типу 2, если соблюдаются условия (1.61) или (1.62).

Подбор сечения

1. Сечение балки задано и надо найти площадь арматуры F_a.

Для тавровых сечений типа 1 расчет производится по формулам или таблицам для прямоугольного сечения, но при расчетной ширине сечения, равной $b_п$.

При $\frac{h_п}{h_0} \leqslant 0{,}2$ площадь арматуры F_a может определяться по формуле (1.60).

Для тавровых сечений типа 2 необходимая площадь арматуры F_a определяется по формуле

$$F_a = F_{aI} + F_{a.\,св}.\qquad (1.71)$$

Площадь сечения арматуры F_{aI} определяется по формулам или таблицам для расчета изгибаемых элементов прямоугольного сечения размерами b и h_0 по моменту

$$M_I = M - M_{св}.\qquad (1.72)$$

Величина $M_{св}$ определяется по формуле (1.66), а площадь арматуры $F_{a.\,св}$ по формуле (1.70).

2. Подлежат определению сечение балки и площадь арматуры F_a.

В этом случае полезную высоту сечения ориентировочно можно определить по формуле

$$h_0 = 70\sqrt{\frac{M}{b\mu\%}},\qquad (1.73)$$

где M — расчетный момент, в *тм*;

b — ширина ребра, в *см*;

$\mu\%$ — процент армирования, отнесенный к сечению ребра тавровой балки bh_0.

При пользовании формулой (1.73) шириной ребра b и процентом армирования $\mu\%$ надо задаться.

Ширина ребра назначается минимально допустимой по конструктивным соображениям.

Процент армирования, отнесенный к полезной площади ребра, выбирается в следующих ориентировочных пределах:

для монолитных конструкций $\mu\% = 1{,}2 \div 1{,}8\%$,
для сборных конструкций $\mu\% = 1{,}8 \div 3{,}0\%$.

После вычисления h_0 и принятия окончательного значения для полной высоты сечения производится определение необходимого количества арматуры.

Пример. Требуется определить размеры сборной тонкостенной балки таврового сечения и площадь арматуры F_a. Расчетные данные: расчетный момент $M = 33{,}13$ *тм*; $h_п = 10$ *см*; $b_п = 35$ *см*; марка бетона 300; $R_и = 160$ *кг/см²*; арматура горячекатаная периодического профиля из стали марки Ст. 5; $R_a = 2400$ *кг/см²*; $m = 1{,}1$; $m_a = 1$.

Задаваясь шириной ребра (стенки) $b = 10$ *см* и процентом армирования, отнесенным к сечению ребра $\mu\% = 2{,}8\%$, определяем ориентировочно по формуле (1.73) полезную высоту

$$h_0 = 70\sqrt{\frac{M}{b\mu\%}} = 70\sqrt{\frac{33{,}13}{10 \times 2{,}8}} = 76{,}0 \text{ см},$$

$$h = 76{,}0 + 7{,}5 = 83{,}5 \text{ см}.$$

Принимаем высоту $h = 80{,}0$ *см*. Тогда полезная высота

$$h_0 = 80{,}0 - 7{,}5 = 72{,}5 \text{ см}.$$

Для установления типа таврового сечения проверим, оправдывается ли неравенство (1.57)

$$M \leqslant m b_п h_п R_и \left(h_0 - \frac{h_п}{2}\right);$$

$$3\,313\,000 \leqslant 1{,}1 \times 35 \times 10 \times 160 \left(72{,}5 - \frac{10}{2}\right) = 4\,160\,000.$$

Таким образом, сечение относится к типу 1, т. е. нейтральная ось располагается в пределах полки. Рассчитываем сечение, как прямоугольное, с шириной сжатой зоны $b_п$.

Вычисляем

$$A_0 = \frac{M}{m b_п h_0^2 R_и} = \frac{3\,313\,000}{1{,}1 \times 35 \times 72{,}5^2 \times 160} = 0{,}102.$$

По табл. 1.34 находим значение $\gamma_0 = 0{,}946$.

По формуле (1.51) определяем F_a

$$F_a = \frac{M}{m \gamma_0 h_0 m_a R_a} = \frac{3\,313\,000}{1{,}1 \times 0{,}946 \times 72{,}5 \times 1{,}0 \times 2400} = 18{,}3 \text{ см}^2.$$

Так как в данном случае $\frac{h_п}{h_0} = \frac{10}{72{,}5} = 0{,}138 < 0{,}2$, то площадь сечения растянутой арматуры может быть определена без пользования таблицами по формуле (1.60)

$$F_a = \frac{M}{m m_a R_a \left(h_0 - \frac{h_п}{2}\right)} = \frac{3\,313\,000}{1{,}1 \times 1 \times 2400 \left(72{,}5 - \frac{10}{2}\right)} = 18{,}6 \text{ см}^2,$$

что весьма незначительно отличается от точного значения 18,3 *см²*.

При расчете тавровых сечений как при расположении нейтральной оси в пределах полки, так и при ее расположении в пределах ребра,

высота сжатой зоны должна удовлетворять условиям (1.33), (1.34) или (1.35). Применительно к тавровым сечениям с одиночной арматурой эти условия могут быть удовлетворены в следующих случаях:

а) во всех случаях, кроме предусмотренных в п. б) и в) при

$$M \leqslant mA_{0\,\max}\, bh_0^2 R_и; \tag{1.74}$$

б) в случаях применения арматуры из холоднотянутой проволоки диаметром до 5,5 *мм* с сопротивлением $m_а R_а = 3000$ *кг/см²* при

$$M \leqslant 0{,}875 mA_{0\,\max}\, bh_0^2 R_и; \tag{1.75}$$

в) в сборных элементах, при расчете которых вводится коэффициент условий работы $m = 1{,}1$, при

$$M \leqslant 0{,}75 mA_{0\,\max}\, bh_0^2 R_и. \tag{1.76}$$

В формулах (1.74) — (1.76) величина $A_{0\,\max}$ определяется по формуле (1.77)

$$A_{0\,\max} = 0{,}4\left[1 + 2\frac{h_п}{h_0}\left(\frac{b_п}{b} - 1\right)\left(1 - 0{,}5\frac{h_п}{h_0}\right)\right] \tag{1.77}$$

Наибольшие проценты армирования изгибаемых тавровых сечений с одиночной арматурой, соответствующие выражению (1.77) определяются по следующим формулам:

$$\mu_{\max} = \alpha_{\max}\frac{R_и}{m_а R_а}, \tag{1.78}$$

где: при $x > h_п$

$$\alpha_{\max} = 0{,}8\left(\frac{b_п}{b} - 1\right)\frac{h_п}{h_0} + 0{,}55 \tag{1.79}$$

и при $x \leqslant h_п$.

$$\alpha_{\max} = \left(1 - \sqrt{1 - 2A_{0\,\max}\frac{b}{b_п}}\right)\frac{b_п}{b}. \tag{1.80}$$

Соотношения $\frac{b_п}{b}$ и $\frac{h_п}{h_0}$, при которых $A_{0\,\max}$ соответствует $x = h_п$, определяются из условия

$$\frac{b_п}{b}\cdot\frac{h_п}{h_0}\left(1 - 0{,}5\frac{h_п}{h_0}\right) = A_{0\,\max}. \tag{1.81}$$

При применении в качестве продольной арматуры холоднотянутой проволоки диаметром до 5,5 *мм* (при $m_а R_а = 3000$ *кг/см²*) следует в формуле (1.79) вместо величины 0,55 принимать 0,45, а в формуле (1.80) вместо величины $A_{0\,\max}$ принимать 0,875 $A_{0\,\max}$.

Для сборных элементов, при расчете которых вводится коэффициент условий работы $m = 1{,}10$, следует в формуле (1.79) вместо величины 0,55 принимать 0,37, а в формуле (1.80) вместо величины $A_{0\,\max}$ принимать $0{,}75 A_{0\,\max}$.

Элементы с трапецевидной и треугольной формами сечений с одиночной арматурой

Расчет трапецевидных и треугольных сечений (рис. 1.35) может быть произведен по табл. 1.35 и 1.36* .

Порядок расчета по табл. 1.35 и 1.36 следующий.

Проверка заданного сечения

1. Определяем α по одной из формул:

$$\alpha = \frac{F_а m_а R_в}{b_в h_0 R_и}, \text{ или } \alpha = \frac{F_а m_а R_а}{b_н h_0 R_и}.$$

2. По найденному значению α находим значение A_0.

3. Определяем наименьшую возможную несущую способность $[M]$ по одной из формул

$$[M] = mA_0 b_в h_0^2 R_и \text{ или } [M] = mA_0 b_н h_0^2 R_и.$$

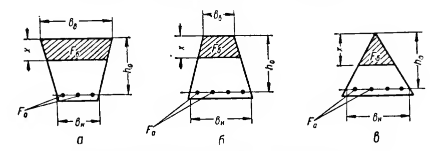


Рис. 1. 35. Сечения изгибаемых элементов:

а — трапецевидное с широким основанием трапеции в сжатой зоне; *б* — трапецевидное с узким основанием трапеции в сжатой зоне, *в* — треугольное.

4. Проверяем, соблюдается ли неравенство (1.2) $M \leqslant [M]$. Если неравенство соблюдено, то заданное сечение достаточно.

Подбор сечения

1. Задаемся размерами бетонного сечения.

2. Определяем A_0 по одной из формул:

$$A_0 = \frac{M}{mb_в h_0^2 R_и} \text{ или } A_0 = \frac{M}{mb_н h_0^2 R_и};$$

3. По табл. 1.35 или 1.36 находим значение α, соответствующее вычисленному A_0.

4. Определяем необходимое количество арматуры по одной из формул:

$$F_в = \alpha b_в h_0 \frac{R_и}{m_а R_а} \text{ или } F_а = \alpha b_н h_0 \frac{R_н}{m_а R_а}.$$

Элементы с любой симметричной формой сечений с двойной арматурой

Расчет сечений, нормальных к оси изгибаемых элементов при любой симметричной форме сечений с двойной арматурой, кроме кольцевых (трубчатых) сечений с арматурой, равномерно распределенной по периметру (рис. 1.36,*а*), производится по формуле

$$M \leqslant m (R_и S_б + m_в R_а S_а), \quad (1.82)$$

* Автор таблиц — инж. Н. Л. Табенкин.

Таблица 1.35

Таблица значений A_0 для расчета трапецевидных сечений с широким основанием трапеции в сжатой зоне

α \ t	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
0,01					0,010	Для любых значений $t = \frac{b_н}{b_в}$ (α = 0,01–0,19)				
0,02					0,020					
0,03					0,030					
0,04					0,039					
0,05					0,048					
0,06					0,058					
0,07					0,067					
0,08					0,077					
0,09					0,085					
0,10					0,095					
0,11					0,104					
0,12					0,113					
0,13					0,121					
0,14					0,130					
0,15					0,138					
0,16					0,147					
0,17					0,155					
0,18					0,163					
0,19					0,171					
0,20	0,177	0,177	0,178	0,179	0,179	0,179	0,180	0,180	0,180	0,180
0,21	0,186	0,187	0,187	0,187	0,187	0,187	0,188	0,188	0,188	0,188
0,22	0,194	0,194	0,194	0,194	0,195	0,195	0,195	0,195	0,196	0,196
0,23	0,201	0,201	0,202	0,202	0,202	0,202	0,202	0,203	0,203	0,203
0,24	0,208	0,209	0,209	0,210	0,210	0,210	0,210	0,210	0,211	0,211
0,25	0,215	0,215	0,215	0,217	0,218	0,218	0,218	0,218	0,218	0,218
0,26	0,223	0,223	0,223	0,223	0,224	0,225	0,225	0,225	0,226	0,226
0,27	0,229	0,230	0,230	0,231	0,231	0,231	0,232	0,233	0,234	0,234
0,28	0,237	0,237	0,237	0,238	0,239	0,240	0,240	0,240	0,240	0,241
0,29	0,243	0,242	0,244	0,245	0,245	0,246	0,246	0,247	0,247	0,248
0,30	0,249	0,250	0,250	0,251	0,251	0,252	0,253	0,254	0,255	0,255
0,31	0,255	0,255	0,257	0,258	0,259	0,260	0,260	0,260	0,260	0,261
0,32	0,261	0,264	0,264	0,264	0,265	0,266	0,266	0,266	0,267	0,268
0,33	0,267	0,267	0,270	0,270	0,272	0,272	0,273	0,273	0,273	0,275
0,34		0,277	0,275	0,277	0,278	0,279	0,279	0,281	0,282	0,282
0,35		0,279	0,281	0,282	0,284	0,285	0,285	0,286	0,287	0,288
0,36			0,287	0,288	0,289	0,291	0,291	0,292	0,293	0,294
0,37			0,293	0,294	0,295	0,296	0,296	0,298	0,300	0,300
0,38				0,300	0,301	0,303	0,304	0,305	0,306	0,307
0,39				0,305	0,307	0,308	0,309	0,311	0,312	0,313
0,40					0,312	0,314	0,314	0,316	0,316	0,319
0,41					0,317	0,319	0,321	0,322	0,323	0,325
0,42						0,325	0,325	0,327	0,329	0,331
0,43						0,330	0,332	0,333	0,335	0,336
0,44						0,333	0,337	0,338	0,340	0,342
0,45							0,342	0,344	0,344	0,347
0,46							0,346	0,349	0,351	0,352
0,47								0,353	0,356	0,357
0,48								0,358	0,361	0,363
0,49								0,364	0,366	0,368
0,50									0,370	0,373
0,51									0,375	0,376
0,52										0,383
0,53										0,387

$b_в$, h_0, $b_н$

$$t = \frac{b_н}{b_в};$$

$$M = mA_0 b_в h_0^2 R_и;$$

$$F_а = \alpha b_в h_0 \frac{R_и}{m_а R_а}.$$

Размерности: M в *кгсм*; $R_и$ и $R_а$ в *кг/см²*; h_0 $b_в$, $b_н$ и b в *см*.

Примечания: 1. Табличные значения, находящиеся ниже верхней жирной черты, не распространяются на элементы сборных конструкций, при расчете которых вводится коэффициент условий работы $m = 1,1$.

2. Табличные значения, находящиеся под нижней жирной чертой, не распространяются на сечения, армированные холоднотянутой проволокой диаметром до 5,5 *мм* включительно.

Таблица 1.36

Таблица значений A_0 для расчета трапецевидных сечений с узким основанием трапеции в сжатой зоне

α \ n	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
0,01	0,009	0,009	0,009	0,009	0,009	0,009	0,010	0,010	0,010	0,010
0,02	0,017	0,019	0,019	0,019	0,019	0,020	0,020	0,020	0,020	0,020
0,03	0,025	0,027	0,028	0,028	0,028	0,029	0,029	0,029	0,030	0,030
0,04	0,033	0,035	0,037	0,038	0,038	0,038	0,038	0,039	0,039	0,039
0,05	0,039	0,043	0,045	0,046	0,047	0,047	0,047	0,047	0,048	0,048
0,06	0,046	0,050	0,053	0,055	0,056	0,057	0,057	0,057	0,058	0,058
0,07	0,053	0,058	0,061	0,063	0,064	0,066	0,066	0,067	0,067	0,067
0,08	0,059	0,064	0,068	0,071	0,072	0,074	0,075	0,075	0,076	0,076
0,09	0,065	0,071	0,076	0,079	0,081	0,083	0,084	0,084	0,085	0,085
0,10	0,070	0,078	0,083	0,087	0,089	0,091	0,092	0,093	0,094	0,094
0,11	0,075	0,084	0,089	0,093	0,097	0,099	0,100	0,102	0,103	0,104
0,12	0,081	0,087	0,096	0,100	0,104	0,107	0,109	0,111	0,111	0,112
0,13	0,086	0,096	0,102	0,107	0,111	0,115	0,117	0,119	0,120	0,121
0,14	0,091	0,100	0,109	0,114	0,119	0,121	0,124	0,127	0,128	0,130
0,15	0,095	0,106	0,115	0,121	0,126	0,129	0,132	0,134	0,136	0,138
0,16	0,100	0,111	0,120	0,127	0,132	0,136	0,140	0,142	0,144	0,146
0,17	0,104	0,116	0,126	0,134	0,139	0,144	0,148	0,151	0,152	0,154
0,18	0,108	0,121	0,132	0,139	0,146	0,151	0,155	0,158	0,160	0,162
0,19	0,111	0,125	0,137	0,145	0,151	0,158	0,161	0,165	0,168	0,170
0,20	0,116	0,130	0,142	0,151	0,159	0,164	0,169	0,173	0,176	0,178
0,21	0,120	0,134	0,146	0,157	0,164	0,171	0,175	0,180	0,183	0,186
0,22	0,122	0,138	0,152	0,162	0,170	0,178	0,182	0,187	0,191	0,194
0,23	0,126	0,142	0,156	0,167	0,176	0,184	0,189	0,194	0,198	0,202
0,24	0,128	0,146	0,160	0,172	0,181	0,190	0,196	0,200	0,205	0,208
0,25	0,132	0,150	0,155	0,177	0,187	0,196	0,203	0,208	0,212	0,215
0,26	0,135	0,153	0,169	0,181	0,193	0,200	0,209	0,214	0,219	0,223
0,27		0,157	0,173	0,186	0,194	0,207	0,215	0,221	0,226	0,230
0,28		0,160	0,177	0,191	0,207	0,212	0,220	0,228	0,233	0,237
0,29			0,180	0,195	0,208	0,218	0,226	0,233	0,239	0,244
0,30			0,184	0,199	0,212	0,223	0,231	0,238	0,245	0,250
0,31				0,203	0,217	0,228	0,237	0,246	0,252	0,258
0,32				0,206	0,221	0,233	0,243	0,252	0,258	0,264
0,33				0,211	0,225	0,238	0,248	0,257	0,265	0,271
0,34				0,214	0,230	0,243	0,253	0,263	0,271	0,277
0,35					0,234	0,247	0,258	0,268	0,277	0,284
0,36					0,237	0,252	0,263	0,274	0,281	0,290
0,37					0,241	0,257	0,268	0,279	0,287	0,295
0,38						0,260	0,273	0,284	0,293	0,302
0,39						0,264	0,278	0,289	0,299	0,307
0,40						0,268	0,282	0,294	0,304	0,312
0,41							0,286	0,299	0,309	0,318
0,42							0,291	0,304	0,314	0,324
0,43							0,294	0,308	0,319	0,329
0,44								0,313	0,324	0,334
0,45								0,317	0,329	0,339
0,46								0,321	0,334	0,344
0,47								0,325	0,338	0,350
0,48									0,342	0,354
0,49									0,347	0,359
0,50									0,352	0,364
0,51										0,368
0,52										0,373

$b_в$, h_0, $b_н$

$$n = \frac{b_в}{b_н};$$

$$M = mA_0 b_н h_0^2 R_я;$$

$$F_а = \alpha b_н h_0 \frac{R_я}{m_а R_а}.$$

Размерности: M в *кгсм*; $R_я$ и $R_а$ в *кг/см²*; h_0, $b_в$ и $b_н$ в *см*.

Примечания: 1. Табличные значения, находящиеся ниже верхней жирной черты, не распространяются на элементы сборных конструкций, при расчете которых вводится коэффициент условной работы $m = 1,1$.

2. Табличные значения, находящиеся под нижней жирной чертой, не распространяются на сечения, армированные холоднотянутой проволокой диаметром до 5,5 *мм*.

при этом положение нейтральной оси определяется из условия

$$m_a R_a F_a - m_a R_a F'_a = R_и F_б; \qquad (1.83)$$

сечение бетона сжатой зоны должно удовлетворять условиям:

$$S_б \leqslant 0{,}8\, S_0,$$
$$z \leqslant h_0 - a'. \qquad (1.84)$$

В формулах (1.82) — (1.84)

F'_a — площадь сечения продольной сжатой арматуры;

S_a — статический момент площади сечения всей арматуры относительно центра тяжести арматуры F_a;

a' — расстояние от центра тяжести арматуры F'_a до сжатой грани сечения;

z — плечо внутренней пары сил.

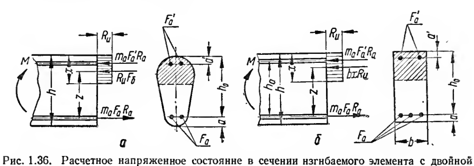


Рис. 1.36. Расчетное напряженное состояние в сечении изгибаемого элемента с двойной арматурой:

а — при любой симметричной форме сечения относительно плоскости действия момента; *б* — при прямоугольной форме сечения.

Полка тавровых сечений, расположенная в растянутой зоне, в расчете не учитывается.

При выполнении арматуры из сталей разных марок каждая из них вводится в расчет со своим расчетным сопротивлением и коэффициентом условий работы.

При армировании сварными сетками и сварными каркасами из холоднотянутой проволоки диаметром до 5,5 *мм* вместо условия $S_б \leqslant 0{,}8\, S_0$ должно соблюдаться условие $S_б \leqslant 0{,}7\, S_0$.

Если оказывается, что выполнение условия $z \leqslant h_0 - a'$ приводит к уменьшению расчетной несущей способности по сравнению с сечением без сжатой арматуры F'_a, то сжатая арматура в расчете не учитывается и условие (1.84) отпадает.

Применение сечений с двойной арматурой, не удовлетворяющих условию $M \leqslant m R_и S_0$, не рекомендуется.

Если при расчете изгибаемых элементов сборных конструкций вводится коэффициент условий работы $m = 1{,}1$, то вместо условия (1.33) должно соблюдаться условие $S_б \leqslant 0{,}6 S_0$.

Расчетная сжатая арматура в изгибаемых элементах может применяться только при ограниченной высоте сечения, наличии изгибающих моментов двух знаков или каких-либо особых соображений (например, для уменьшения полных прогибов с учетом длительного загружения).

Элементы с прямоугольной формой сечения с двойной арматурой

Расчет элементов прямоугольного сечения с двойной гибкой арматурой (рис. 1.36,*б*) производится по формуле

$$M \leqslant m\left[R_{и}bx\left(h_0 - \frac{x}{2}\right) + m_{а}R_{а}F'_{а}(h_0 - a')\right], \tag{1.85}$$

при этом положение нейтральной оси (рис. 1.36,*б*) определяется из формулы

$$R_{и}bx = m_{а}R_{а}F_{а} - m_{а}R_{а}F'_{а}. \tag{1.86}$$

Сечение сжатой зоны бетона должно удовлетворять одному из условий (1.39) — (1.41), а также условию

$$x \geqslant 2a'. \tag{1.87}$$

При несоблюдении условий (1.39) — (1.41) необходимо увеличить размеры сечения или повысить марку бетона. При нецелесообразности увеличения размеров сечения и повышения марки бетона разрешается в отдельных случаях увеличивать сечение сжатой арматуры.

Если оказывается, что выполнение условия (1.87) приводит к уменьшению расчетной несущей способности по сравнению с сечением без сжатой арматуры, то сжатая арматура в расчете не учитывается, а условие (1.87) отпадает. Это имеет место при $x_0 \leqslant 2a'$, где x_0 — высота сжатой зоны, определенная без учета сжатой арматуры.

При двойном армировании изгибаемых элементов прямоугольного сечения необходимые площади сечений сжатой и растянутой арматуры при заданных расчетных усилиях, размерах сечений элемента, расчетных сопротивлениях бетона и арматуры и коэффициенте условий работы, определяются по формулам:

$$F'_{а} = \frac{\frac{M}{m} - 0{,}4bh_0^2R_{и}}{m_{а}R_{а}(h_0 - a')}; \tag{1.88}$$

$$F_{а} = 0{,}55\frac{R_{и}}{m_{а}R_{а}}bh_0 + F'_{а}. \tag{1.89}$$

При применении в качестве продольной арматуры холоднотянутой проволоки диаметром до 5,5 *мм* с сопротивлением $m_{а}R_{а} = 3000$ *кг/см²*, следует вместо коэффициента 0,4 в формуле (1.88) принять 0,35, а вместо коэффициента 0,55 в формуле (1.89) принять 0,45.

Для сборных элементов, при расчете которых вводится коэффициент условий работы $m = 1{,}10$, следует в формуле (1.88) вместо коэффициента 0,4 принять 0,3, а в формуле (1.89) вместо коэффициента 0,55 принять 0,37.

Если при расчете по формуле (1.88) получается отрицательный результат, то сжатая арматура $F'_{а}$ по расчету не нужна. В этом случае пользоваться формулой (1.89) для определения площади растянутой арматуры нельзя. Если сжатая арматура устанавливается конструктивно, то расчет ведется, как при случае заданной сжатой арматуры $F'_{а}$.

Необходимость в расчетной сжатой арматуре проще всего установить путем вычисления коэффициента $A_0 = \frac{M}{mbh_0^2R_{и}}$.

Сжатая арматура необходима в том случае, если вычисленное значение $A_0 > A_{max} = 0{,}4$.

При армировании сечения растянутой арматурой из холоднотянутой проволоки диаметром 5,5 *мм* и менее ($m_a R_a = 3000$ *кг/см²*) сжатая арматура необходима, если вычисленное значение $A_0 > 0{,}35$.

Для элементов сборных конструкций, при расчете которых вводится коэффициент условий работы $m = 1{,}10$, сжатая арматура необходима, если вычисленное значение $A_0 > 0{,}3$.

Если вычисленное значение $A_0 > 0{,}5$, рекомендуется увеличить размеры сечения или повысить марку бетона.

При необходимости увеличения по конструктивным соображениям площади сечения сжатой арматуры F'_a, а также при заданном сечении сжатой арматуры площадь сечения растянутой арматуры F_a определяется следующим образом.

Определяется значение A_0 в предположении наличия одиночной арматуры, т. е. пренебрегая сжатой арматурой F'_a

$$A_0 = \frac{M}{mbh_0^2 R_и}. \qquad (1.90)$$

Сечение растянутой арматуры F_a следует определять без учета сжатой арматуры F'_a (т. е. как для сечения с одиночной арматурой) в тех случаях, когда имеет место условие

$$A_0 < \frac{2a' h_a}{h_0^2} = 2\delta' (1 - \delta'), \qquad (1.91)$$

где h_a — расстояние между центрами тяжести арматур F_a и F'_a;

$$\delta' = \frac{a'}{h_0}.$$

Условие (1.91) равнозначно условиям

$$z = \gamma_0 h_0 > h_a \qquad (1.92)$$

или

$$\gamma_0 > \frac{h_a}{h_0}, \qquad (1.93)$$

где γ_0 — коэффициент, определяемый по табл. 1.34.

На практике проще всего проверять соблюдение неравенства (1.93).

Если условие (1.91) соблюдается, то площадь растянутой арматуры F_a вычисляют по формуле (1.51), подставляя в эту формулу уже имеющееся значение γ_0.

Если любое из условий (1.91), (1.92) или (1.93) не выполняется, то следует переходить к формулам для сечений с двойной арматурой. При этом расчет проводится в указанной ниже последовательности.

Определяют часть изгибающего момента, воспринимаемого сжатой арматурой F'_a и равной ей частью растянутой арматуры:

$$M'_a = mF'_a m_a R_a (h_0 - a') = mF'_a m_a R_a h_a.$$

Из заданного расчетного момента вычитают величину M'_a и ведут расчет, как для сечения с одиночной арматурой при воздействии момента M_I, воспринимаемого сжатой зоной бетона и соответствующей частью растянутой арматуры F_{aI}:

$$M_I = M - M'_a.$$

Вычисляют

$$A_{01} = \frac{M_1}{mbh_0^2R_и}.$$

Величина A_{01} должна удовлетворять условию $A_{01} \leqslant 0,4$.

При армировании холоднотянутой проволокой диаметром до 5,5 *мм* включительно ($m_аR_а = 3000$ *кг/см²*) должно соблюдаться условие $A_{01} \leqslant 0,35$.

Для элементов сборных конструкций, при расчете которых вводится коэффициент условий работы $m = 1,10$, величина A_{01} должна удовлетворять условию $A_{01} \leqslant 0,3$.

При несоблюдении указанных выше условий сечение сжатой арматуры $F'_а$ недостаточно и должно быть увеличено.

По табл. 1.34 находят значение γ_{01}, соответствующее вычисленной величине A_{01}.

Полное сечение растянутой арматуры определяют по формуле

$$F_а = F_{а1} + F'_а = \frac{M_1}{m\gamma_{01}h_0m_аR_а} + F'_а. \qquad (1.94)$$

Если $\gamma_{01}h_0 \geqslant h_0 - a'$, т. е. $\gamma_{01} \geqslant \frac{h_а}{h_0}$, полное сечение растянутой арматуры определяют по формуле

$$F_а = \frac{M}{mm_аR_а(h_0 - a')} = \frac{M}{mm_аR_аh_а}. \qquad (1.95)$$

Наибольшее насыщение растянутой арматурой изгибаемых элементов прямоугольного сечения при двойном армировании не рекомендуется принимать более величины $\mu\%$, определяемой по формуле

$$\mu\% = 66\frac{R_и}{m_аR_а}\%. \qquad (1.96)$$

При армировании холоднотянутой проволокой диаметром до 5,5 *мм* ($m_аR_а = 3000$ *кг/см²*) в формуле (1.96) вместо величины 66 следует принимать 60.

Значения $\mu\%$, вычисленные по формуле (1.96), приведены в табл. 1.37.

Таблица 1.37

Наибольшие допускаемые проценты армирования растянутой арматурой $F_а$ изгибаемых элементов прямоугольного сечения с двойной арматурой

$m_аR_а$ (в *кг/см²*)	Марка бетона							
	50	75	100	150	200	300	400	500
	$R_и$ (в *кг/см²*)*							
	27	41	55	80	100	160	210	260
1700	1,05	1,59	2,13	3,10	3,88	—	—	—
2100	—	—	1,73	2,52	3,14	5,00	6,60	8,16
2400	—	—	—	2,20	2,75	4,40	5,76	7,15
3000 **	—	—	—	1,60	2,00	3,20	4,20	5,20
3400	—	—	—	1,55	1,94	3,10	4,08	5,05

* Значения $R_и$ приняты по строке Б табл. 1.23. При значениях $R_и$, принимаемых по строке А, приведенные в табл. 1.37 величины $\mu\%$ необходимо умножить на 1,09.

** Для холоднотянутой проволоки $d \leqslant 5$ *мм*, применяемой в сварных сетках и каркасах

Насыщение растянутой арматурой, кроме того, должно удовлетворять условию

$$\mu_I\% = (\mu - \mu')\% \leqslant \mu_{max}, \quad (1.97)$$

где μ_{max} — величина, определяемая по формулам (1.42), (1.43) и (1.44) или по табл. 1.33 и 1.34.

В случае действия на сечение расчетных моментов разных знаков (например $+M_1$ и $-M_2$), причем по абсолютной величине $M_1 > M_2$, расчет производится следующим образом.

Сначала определяется растянутая арматура F_{a2}, необходимая для восприятия меньшего по абсолютной величине (в данном случае отрицательного) момента M_2.

Площадь арматуры F_{a2} может быть вычислена по формуле

$$F_{a2} = \frac{M_2}{mm_a R_a h_a},$$

где h_a — расстояние между центрами тяжести растянутой и сжатой арматур.

Далее, по формулам (1.94) или (1.95) определяется растянутая арматура, необходимая для восприятия момента M_1. Арматура F_{a2} при этом вводится в качестве заданной сжатой арматуры, т. е. принимается $F'_a = F_{a2}$.

Для проверки заданного сечения, т. е. для установления соответствия принятого расчетного момента заданным сечениям бетона и арматуры определяют $\mu\% = \frac{F_a}{bh_0}100$ и проверяют, не превышает ли вычисленный процент армирования $\mu\%$ табличное значение по табл. 1.37.

В случае проверки заданного сечения можно рекомендовать следующую технику расчета, учитывающую целесообразность учета сжатой арматуры:

1) Не учитывая сжатой арматуры, т. е. полагая $F'_a = 0$, по формулам для сечений с одиночной арматурой определяем высоту сжатой зоны x_0. Если окажется, что $x_0 < 2a'$, то дальнейший расчет ведется как для сечения с одиночной арматурой, не учитывая арматуры F'_a. Если пользоваться не формулами для сечений с одиночной арматурой, а табл. 1.34, то учет арматуры F'_a не нужен, если соблюдается любое из условий (1.91), (1.92) или (1.93).

2) Если по формулам для сечений с одиночной арматурой окажется, что $x_0 > 2a'$, т. е. $z < h_0 - a'$, или при использовании табл. 1.34 любое из неравенств (1.91), (1.92) или (1.93) не будет соблюдено, следует переходить к учету сжатой арматуры.

При использовании формул расчетная несущая способность сечения $[M]$ определяется вычислением правой части неравенства (1.85). Величина x находится при этом из выражения (1.86).

Пользуясь табл. 1.34, сначала вычисляем значение

$$\mu_I\% = \mu\% - \frac{F'_a}{bh_0}100. \quad (1.98)$$

По формуле (1.49) определяем величину α_I.

По табл. 1.34 находим значение A_{0I}, соответствующее вычисленному α_I.

Определяем расчетную (наименьшую возможную) несущую способность сечения

$$[M] = m\,[A_{0I} b h_0^2 R_и + F_a' m_a R_a (h_0 - a')]. \qquad (1.99)$$

В случаях, когда величина $\mu_I > \mu_{max} = 55\frac{R_и}{m_a R_a}\%$ величину $[M]$ следует определять по формуле

$$[M] = m\,[0{,}4 b h_0^2 R_и + F_a' m_a R_a (h_0 - a')]. \qquad (1.100)$$

При растянутой арматуре из холоднотянутой проволоки $d = 5{,}5$ *мм* и менее с расчетным сопротивлением $m_a R_a = 3000$ *кг/см²* в случаях, когда $\mu_I > 45\frac{R_и}{m_a R_a}\%$, величину $[M]$ следует определять по формуле

$$[M] = m\,[0{,}35 b h_0^2 R_и + F_a' m_a R_a (h_0 - a')]. \qquad (1.101)$$

Для элементов сборных конструкций, при расчете которых вводится коэффициент условий работы $m = 1{,}10$, в случаях, когда $\mu_I > 37\frac{R_и}{m_a R_a}\%$, величину $[M]$ следует определять по формуле

$$[M] = m\,[0{,}3 b h_0^2 R_и + F_a' m_a R_a (h_0 - a')]. \qquad (1.102)$$

Если по формулам для сечений с двойной арматурой окажется, что $x \leqslant 2a'$, или при использовании табл. 1.34 окажется, что $\gamma_{0I} \geqslant \frac{h_a}{h_0}$, расчетную несущую способность сечения следует определять по формуле

$$[M] = m F_a m_a R_a (h_0 - a'). \qquad (1.103)$$

Во всех случаях проверка сечения состоит в установлении соблюдения неравенства $M \leqslant [M]$.

Пример. Требуется определить площадь арматуры для прямоугольного сечения. Расчетные данные: момент от расчетных нагрузок $M = 19{,}0$ *тм*; $b = 25$ *см*; $h = 50$ *см*; марка бетона 150; $R_и = 80$ *кг/см²*; арматура из стали Ст.3; $R_a = 2100$ *кг/см²*; $m = 1$; $m_a = 1$.

Задаемся $a = a' = 3{,}5$ *см* и вычисляем $h_0 = h - a = 50 - 3{,}5 = 46{,}5$ *см*.

Вычисляем:

$$A_0 = \frac{M}{m b h_0^2 R_и} = \frac{1\,900\,000}{1 \times 25 \times 46{,}5^2 \times 80} = 0{,}44.$$

Так как значение $A_0 = 0{,}44$, что больше величины $A_{max} = 0{,}40$, но меньше 0,5, то сжатая арматура необходима, а размеры сечения достаточны.

По формуле (1.88) определяем необходимое количество сжатой арматуры:

$$F_a' = \frac{\frac{M}{m} - 0{,}4 b h_0^2 R_и}{m_a R_a (h_0 - a')} = \frac{\frac{1\,900\,000}{1} - 0{,}4 \times 25 \times 46{,}5^2 \times 80}{1 \times 2100\,(46{,}5 - 3{,}5)} = 1{,}9 \text{ см}^2.$$

Количество растянутой арматуры F_a вычисляем по формуле (1.89)

$$F_a = 0{,}55\frac{R_и}{m_a R_a} b h_0 + F_a' = 0{,}55\,\frac{80}{1 \times 2100} \cdot 25 \cdot 46{,}5 + 1{,}9 = 24{,}4 + 1{,}9 = 26{,}3 \text{ см}^2.$$

Пример. Проверить сечение при следующих данных: расчетный изгибающий момент $M = 0{,}42$ *тм*; $b = 100$ *см*; $h = 8$ *см*; $a = a' = 2{,}4$ *см*; $h_0 = 8 - 2{,}4 = 5{,}6$ *см*; $F_a = F_a' = 4{,}02$ *см²* (8 ⌀ 8 *мм*); $R_a = 2100$ *кг/см²*; марка бетона 200; $R_и = 100$ *кг/см²*, $m = 1$; $m_a = 1$.

Находим высоту сжатой зоны x_0 для сечения с одиночной арматурой:

$$x_0 = \frac{F_а m_а R_а}{bR_и} = \frac{4{,}02 \times 1 \times 2100}{100 \times 100} = 0{,}85 \text{ см}.$$

Так как $x < 2a'$, то следует определять наименьшую несущую способность $[M]$, не учитывая сжатой арматуры $F'_а$.

Таким образом, величина $[M]$ равна правой части формул (1.36) или (1.37).

Пользуясь формулой (1.36), имеем:

$$[M] = mR_и bx\left(h_0 - \frac{x}{2}\right) = 1 \times 100 \times 100 \times 0{,}85\left(5{,}6 - \frac{0{,}85}{2}\right) = 44\,000 \text{ кгсм} = 0{,}44 \text{ тм}.$$

Так как $M < [M]$, сечение является достаточным.

Задачу можно решить без пользования общими формулами при помощи табл. 1.34. Вычисляем величину α:

$$\alpha = \frac{F_а}{bh_0} \cdot \frac{m_а R_а}{R_и} = \frac{4{,}02}{100 \times 5{,}6} \cdot \frac{1{,}0 \times 2100}{100} = 0{,}151.$$

По табл. 1.34 по вычисленному значению α находим $\gamma_0 = 0{,}925$.

В данном случае условие (1.93) соблюдено, так как

$$\gamma_0 = 0{,}925 > \frac{h_а}{h_0} = \frac{5{,}6 - 2{,}4}{5{,}6} = 0{,}572.$$

Таким образом, сжатую арматуру при определении несущей способности учитывать не следует.

Расчетная несущая способность определяется по формуле

$$[M] = m\gamma_0 h_0 F_а m_а R_а = 1{,}0 \times 0{,}925 \times 5{,}6 \times 4{,}02 \times 1{,}0 \times 2100 = 44\,000 \text{ кгсм}.$$

Если же, имея в виду, что при симметричной арматуре из формулы (1.86) для сечения с двойной арматурой мы получаем $x = 0$ (т. е. $x < 2a'$), воспользоваться выражением (1.103), то наименьшая несущая способность сечения окажется равной

$$[M] = mF_а m_а R_а (h_0 - a') = 1{,}0 \times 4{,}02 \times 1{,}0 \times 2100(5{,}6 - 2{,}4) = 27\,000 \text{ кгсм}.$$

Таким образом, использование выражения (1.103) приводит в данном случае к недооценке несущей способности на

$$\frac{0{,}44 - 0{,}27}{0{,}44} \cdot 100 = 38{,}6\%.$$

Элементы с кольцевой (трубчатой) формой сечения

Расчет изгибаемых элементов кольцевого (трубчатого) сечения с арматурой, равномерно распределенной по периметру (рис. 1.37), производится по формуле

$$M \leqslant m\frac{1}{\pi}\left(FR_и \frac{r_2 + r_1}{2} + 2F_а m_а R_а r_а\right) \sin \frac{\pi F_а m_а R_а}{FR_и + 2F_а m_а R_а}, \quad (1.104)$$

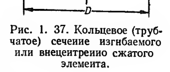


Рис. 1. 37. Кольцевое (трубчатое) сечение изгибаемого или внецентренно сжатого элемента.

где F — площадь всего поперечного сечения бетона;

$F_а$ — площадь сечения всей арматуры.

При этом площадь всей арматуры должна удовлетворять условию

$$\frac{F_а m_а R_а}{FR_и} \leqslant 0{,}8. \quad (1.105)$$

Расчет изгибаемых элементов кольцевого (трубчатого) сечения рекомендуется производить при помощи табл. 1.38.

Таблица 1.38

Таблица значений A_0 для расчета кольцевых (трубчатых) сечений изгибаемых элементов с арматурой, равномерно распределенной по периметру

$a = 0{,}5\,(r_2 - r_1)$

α	γ_0	$\frac{r_1}{r_2}$									
		0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,70	0,65	0,60	0,55	0,50
0,02		0,006	0,011	0,016	0,020	0,024	0,027	0,030	0,033	0,035	0,037
0,04		0,012	0,023	0,032	0,041	0,048	0,055	0,061	0,065	0,070	0,079
0,06		0,018	0,034	0,048	0,061	0,072	0,092	0,091	0,098	0,104	0,109
0,08		0,024	0,045	0,064	0,081	0,096	0,109	0,120	0,130	0,139	0,145
0,10	0,988	0,029	0,056	0,080	0,101	0,120	0,136	0,150	0,162	0,172	0,181
0,12	0,978	0,035	0,067	0,095	0,121	0,143	0,152	0,179	0,184	0,206	0,216
0,14	0,981	0,041	0,078	0,111	0,140	0,166	0,189	0,208	0,225	0,239	0,251
0,16	0,976	0,047	0,089	0,125	0,160	0,189	0,215	0,237	0,256	0,273	0,286
0,18	0,975	0,052	0,099	0,141	0,179	0,212	0,241	0,265	0,287	0,305	0,320
0,20	0,973	0,058	0,110	0,156	0,197	0,234	0,266	0,293	0,317	0,337	0,354
0,22	0,964	0,063	0,120	0,171	0,217	0,257	0,292	0,322	0,348	0,370	0,388
0,24	0,959	0,069	0,130	0,186	0,235	0,278	0,316	0,349	0,377	0,401	0,421
0,26	0,955	0,074	0,140	0,200	0,253	0,300	0,341	0,376	0,407	0,432	0,454
0,28	0,945	0,079	0,150	0,214	0,271	0,321	0,365	0,403	0,436	0,463	0,486
0,30	0,945	0,084	0,160	0,229	0,289	0,343	0,389	0,430	0,465	0,494	0,518
0,32	0,940	0,090	0,170	0,243	0,307	0,364	0,415	0,456	0,493	0,524	0,550
0,34	0,935	0,095	0,180	0,257	0,324	0,384	0,437	0,482	0,521	0,554	0,582
0,36	0,933	0,100	0,190	0,270	0,342	0,405	0,460	0,508	0,549	0,584	0,613
0,38	0,933	0,105	0,199	0,284	0,359	0,426	0,484	0,534	0,577	0,614	0,644
0,40	0,924	0,110	0,209	0,298	0,376	0,446	0,507	0,559	0,605	0,643	0,675
0,42	0,917	0,115	0,218	0,311	0,393	0,466	0,529	0,584	0,632	0,672	0,705
0,44	0,914	0,120	0,228	0,324	0,410	0,486	0,552	0,609	0,659	0,701	0,736
0,46	0,912	0,125	0,237	0,338	0,427	0,506	0,575	0,634	0,686	0,729	0,766
0,48	0,905	0,130	0,246	0,351	0,444	0,525	0,597	0,659	0,713	0,758	0,795
0,50	0,902	0,134	0,255	0,364	0,460	0,545	0,619	0,683	0,739	0,786	0,825
0,52	0,896	0,139	0,264	0,377	0,476	0,564	0,641	0,708	0,765	0,814	0,854
0,54	0,891	0,144	0,273	0,390	0,493	0,584	0,663	0,732	0,792	0,842	0,883
0,56	0,889	0,149	0,282	0,402	0,509	0,603	0,685	0,755	0,818	0,869	0,912
0,58	0,884	0,153	0,291	0,415	0,525	0,628	0,707	0,780	0,833	0,897	0,941
0,60	0,883	0,158	0,300	0,428	0,541	0,641	0,728	0,809	0,869	0,924	0,970
0,62	0,880	0,163	0,309	0,440	0,551	0,660	0,750	0,827	0,894	0,951	0,991
0,64	0,875	0,167	0,318	0,453	0,573	0,678	0,771	0,850	0,920	0,978	1,027
0,66	0,873	0,172	0,327	0,465	0,588	0,697	0,792	0,874	0,945	1,005	1,055
0,68	0,870	0,176	0,335	0,477	0,604	0,715	0,813	0,897	0,970	1,032	1,083
0,70	0,865	0,181	0,344	0,490	0,619	0,734	0,834	0,920	0,995	1,058	1,111
0,72	0,864	0,186	0,352	0,502	0,635	0,752	0,855	0,943	1,020	1,085	1,138
0,74	0,859	0,190	0,361	0,514	0,650	0,770	0,875	0,966	1,045	1,111	1,166
0,76	0,856	0,194	0,369	0,526	0,666	0,789	0,896	0,989	1,069	1,137	1,193
0,78	0,855	0,199	0,378	0,538	0,681	0,807	0,917	1,011	1,094	1,163	1,221
0,80	0,852	0,203	0,386	0,550	0,696	0,825	0,937	1,034	1,118	1,189	1,248

$$M = mA_0 r_2^3 R_и$$

или

$$M = m\gamma_0 r_а m_а R_а,$$

$$\alpha = \frac{F_а m_а R_а}{F R_и}$$

или

$$F_а = \alpha F \frac{R_и}{m_а R_а}.$$

Размерность: M — *кгсм*; F и $F_а$ — *см*²; $R_и$ и $R_а$ — *кг/см*²; r_1, r_2 и $r_а$ — *см*.

Расчет сечений, наклонных к оси элемента

Расчет наклонных сечений по изгибающему моменту (рис. 1.38) производится по формуле

$$M \leqslant mm_a R_a [F_a z + \sum F_0 z_0 + \sum F_x z_x], \qquad (1.106)$$

где F_0 — площадь сечения всех отогнутых стержней, расположенных в одной наклонной к оси элемента плоскости;

F_x — площадь сечения всех ветвей хомутов, расположенных в одной плоскости, нормальной к оси элемента;

z, z_0, z_x — расстояния от центра тяжести сечения соответственно продольной растянутой арматуры, отогнутых стержней и хомутов до центра тяжести сжатой зоны.

При наличии арматуры из стали разных марок каждая арматура вводится в расчет со своим расчетным сопротивлением и коэффициентом условий работы.

Расчет наклонных сечений по поперечной силе (рис. 1.38) производится по формуле

$$Q \leqslant m\,[m_н m_a R_a (\sum F_0 \sin\alpha + \sum F_x) + Q_б], \qquad (1.107)$$

где Q — расчетная поперечная сила;

$Q_б$ — проекция предельного усилия в бетоне сжатой зоны в наклонном сечении на нормаль к оси элемента;

α — угол наклона отогнутых стержней к оси элемента.

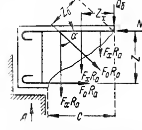


Рис. 1.38. Расчетная схема наклонного сечения изгибаемого элемента.

При применении арматуры из фасонных профилей, стенки которых расположены в пределах сжатой и растянутой зоны, в формуле (1.107) вместо вертикальной проекции усилия в отогнутых стержнях принимается усилие в стенке профиля.

Значение проекции предельного усилия в бетоне сжатой зоны любого наклонного сечения на нормаль к оси элемента прямоугольного, таврового, двутаврового и кольцевого сечения определяется по формуле

$$Q_б = \frac{0{,}15 b h_0^2 R_и}{c}, \qquad (1.108)$$

где b — ширина прямоугольного сечения, ширина ребра таврового сечения, двойная толщина стенки кольцевого или коробчатого сечения;

c — длина проекции всего наклонного сечения на ось элемента.

Расчет по поперечной силе должен производиться в следующих местах по длине элемента:

а) в сечениях, проходящих через грань опоры (рис. 1.39);

б) в сечениях, проходящих через расположенные в растянутой зоне начала отгибов (рис. 1.39, *а*);

в) в сечениях, проходящих через расположенные в растянутой зоне точки изменения интенсивности постановки хомутов (рис. 1.39, *б*).

Предельная поперечная сила, воспринимаемая бетоном сжатой зоны и вертикальными хомутами ($Q_{х.б}$) в невыгоднейшем наклонном сечении

элементов прямоугольного или таврового сечения при отсутствии отгибов, определяется по формуле

$$Q_{х.б.} = \sqrt{0{,}6\, R_н b h_0^2 q_х}\,, \qquad (1.109)$$

где $q_х$ — предельное усилие в хомутах на единицу длины элемента.

При этом величина проекции длины невыгоднейшего наклонного сечения на ось элемента составляет

$$c_0 = \sqrt{\frac{0{,}15 b h_0^2 R_н}{q_х}}\,. \qquad (1.110)$$

При армировании одними наклонными хомутами с углом наклона 45° к оси элемента предельная поперечная сила, воспринимаемая бетоном сжатой зоны и хомутами, определяется по формуле (1.109) с добавлением

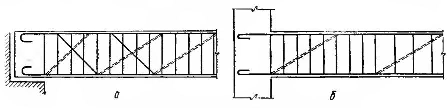


Рис. 1.39. Наклонные сечения, проходящие:
а — через грань опоры и начала отгибов в растянутой зоне; *б* — через грань опоры и точки изменения интенсивности постановки хомутов в растянутой зоне.

величины $q_х h_0$. При этом $q_х$ определяется по формуле (1.111) с умножением на коэффициент $\frac{\sqrt{2}}{2}$.

Предельное усилие в хомутах на единицу длины элемента $q_х$ определяется по формуле

$$q_х = m_н m_а \frac{R_а f_х n}{a_х} = q'_х n, \qquad (1.111)$$

где $f_х$ — сечение одной ветви хомута;
n — число ветвей хомутов в одном сечении элемента;
$q'_х$ — предельное усилие в одноветвенных хомутах, определяемое по табл. 1.39.
$a_х$ — расстояние между хомутами по длине элемента.

Значения $q_х$ удобно вычислять с помощью табл. 1.39. В тех наклонных сечениях, где принятое сечение хомутов не удовлетворяет условию

$$Q \leqslant m Q_{х.б}, \qquad (1.112)$$

необходимы увеличение сечения хомутов или постановка отогнутых стержней.

В последнем случае необходимое сечение отгибов, располагаемых в одной плоскости, определяется по формуле

$$F_0 = \frac{Q - m Q_{х.б}}{m m_н m_а R_а \sin\alpha}\,, \qquad (1.113)$$

где Q — расчетная поперечная сила в месте расположения данной плоскости отгибов.

Таблица 1.39

Значения q'_x — предельных усилий в одноветвенных хомутах при бетоне марки М 150-600 на единицу длины элемента (в *кг/см*)

Шаг хомутов (в *мм*)	Характеристики стали										
	Горячекатаная круглая марки Ст. 3				Горячекатаная периодического профиля марки Ст.5		Горячекатаная низколегированная периодического профиля марки 25ГС				
	Диаметр хомутов (в *мм*)										
	5	6	8	10	10	12	6	7	8	10	12
100	33,0	47,5	84,5	131,9	150,7	217,2	77,0	104,7	136,8	213,5	307,6
125	26,3	38,0	67,6	105,5	120,6	173,7	61,6	83,9	109,5	170,8	246,1
150	22,0	31,7	56,3	87,9	100,5	144,8	51,3	69,8	91,2	142,3	205,0
200	16,5	23,8	42,3	65,9	75,4	108,6	38,5	52,4	68,4	106,8	153,8
250	13,2	19,0	33,8	52,8	60,3	86,9	30,8	41,9	54,7	85,4	123,0
300	11,0	15,8	28,2	44,0	50,2	72,3	25,7	34,9	45,6	71,2	102,5
350	9,4	13,6	24,1	37,7	43,0	62,0	22,0	29,9	39,1	61,0	87,9
400	8,2	11,9	21,1	33,0	37,7	54,3	19,2	26,2	34,2	53,4	76,9

Шаг поперечных стержней (в *мм*)	Холоднотянутая проволока в сварных каркасах										
	Диаметр поперечных стержней (в *мм*)										
	3	3,5	4	4,5	5	5,5	6	7	8	9	10
100	14,5	19,7	25,8	32,6	40,1	48,7	46,4	63,0	82,4	104,2	129,0
125	11,6	15,7	20,6	26,0	32,1	39,0	37,1	50,5	65,9	83,3	102,9
150	9,7	13,1	17,2	21,7	26,8	32,5	30,9	42,0	55,0	69,5	85,7
200	7,2	9,8	12,9	16,3	20,1	24,4	23,2	31,5	41,2	52,1	64,3
250	5,8	7,9	10,3	13,0	16,1	19,5	18,5	25,2	33,1	41,7	51,4
300	4,8	6,6	8,6	10,9	13,4	16,2	15,5	21,0	27,5	34,7	42,9
350	4,1	5,6	7,4	9,3	11,5	13,9	13,2	18,0	23,5	29,8	36,7
400	3,6	4,9	6,4	8,1	10,0	12,2	11,6	15,8	20,6	26,1	32,1

За расчетное значение поперечной силы в наклонном сечении принимается наибольшая поперечная сила, действующая в пределах наклонного сечения. При этом часть нагрузки, расположенная в пределах длины проекции наклонного сечения и уменьшающая величину поперечной силы, за исключением случаев, указанных ниже, не учитывается.

Расчетную поперечную силу в элементах, находящихся под действием только одной схемы сплошной нагрузки (например, гидростатическое давление, давление грунта и т. п.), следует определять с учетом части нагрузки в пределах длины проекции наклонного сечения, уменьшающей величину поперечной силы, если:

а) нагрузка, действующая сверху вниз, приложена к верхней грани элемента;

б) нагрузка, действующая снизу вверх, приложена к нижней грани элемента.

В этом случае расчет производится по формулам (1.109) и (1.110), принимая вместо q_x величииу $q_x + \frac{p}{m}$, где p — расчетная сплошная иагрузка.

При расчете отогиутых стержией (рис. 1.40) величииа расчетиой поперечной силы может приииматься:

а) для отгибов первой плоскости, равной величиие поперечной силы у граии опоры;

б) для отгибов каждой из последующих плоскостей, равной величиие поперечной силы у нижней точки предыдущей (по отиошению к опоре) плоскости отгибов.

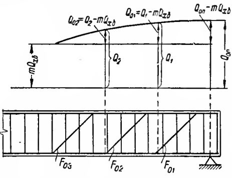


Рис. 1.40. Сечения, в которых определяются поперечные силы при расчете отгибов.

При подвижиой нагрузке расчет отгибов и хомутов следует производить по огибающей эпюре.

Расчет прочности иаклонных сечеиий по поперечной силе согласно формуле (1.106) может ие производиться, если удовлетворено условие (1.114)

$$Q \leqslant mR_p bh_0. \qquad (1.114)$$

В этом случае хомуты и отогиутая арматура ставятся коиструктивио.

Расчет прочиости наклонных сечений по изгибающим моментам согласио формуле (1.106) может ие производиться в одном из следующих случаев:

а) если удовлетворено условие (1.114);

б) если расположеиие отгибов удовлетворяет требованиям, указанным ииже (стр. 179);

в) если вся продольиая арматура доводится до опоры и заводится за ее грань ие менее чем указаио иа стр. 147 «Аикеровка арматуры».

Продольиые растянутые стержии, обрываемые в пролете, должны заводиться за вертикальиое сечение, в котором они ие требуются по расчету, иа длииу w, но ие меиее чем иа $20d$. Значеиие w определяется по формуле

$$w = \frac{\frac{Q}{m} - Q_{от}}{2q_x} + 5d, \qquad (1.115)$$

где Q — расчетиая поперечиая сила в месте теоретического обрыва стержня;
$Q_{от}$ — поперечиая сила, восприиимаемая отгибами в том же месте;
q_x — определяется по формуле (1.111) без учета коэффициента $m_н$.

Определение поперечиой силы Q, соответствующей (по сочетанию нагрузок) изгибающему момеиту M в месте теоретического обрыва, удобио производить, используя зависимость

$$Q = \frac{dM}{dx} = \operatorname{tg} \alpha, \qquad (1.116)$$

где x — абсцисса рассматриваемого сечения,
α — угол иаклоиа к оси элемеита касательиой к эпюре M в сечении с абсциссой x.

Таким образом, $Q = \operatorname{tg}\alpha$ определяется по наклону соответствующей ветви огибающей эпюры M. Определение $\operatorname{tg}\alpha$ особенно просто производится в том случае, когда эпюра M очерчена прямолинейными участками.

В примере расчета ребристого перекрытия (см. стр. 332) показано использование описанного приема.

При наличии таких фактически распределенных нагрузок, как гидростатическое давление жидкости, давление грунта, собственный вес и т. п. при расчете обрывов верхней арматуры, знаменатель формулы (1.115) принимается равным $2(q_x + p)$, где p — указанная фактически распределенная нагрузка.

При обрыве продольной арматуры в пределах зоны одних хомутов (без отгибов) величина $Q_{от}$ в формуле (1.115) принимается равной нулю.

Если в месте обрыва продольных растянутых стержней плит удовлетворяется условие (1.114), то необходимая длина заделки этих стержней принимается равной 20 диаметрам, без учета величины w.

Удобным критерием для определения тех участков элемента, где достаточно принятие $w = 20d$ (для балок, армированных сварными каркасами или вязаной арматурой без отгибов) может являться условие

$$Q \leqslant 30mdq_x,$$

где Q — расчетная поперечная сила в рассматриваемом сечении;
d — диаметр продольной растянутой арматуры;
q_x — предельное усилие в поперечных стержнях (хомутах) на единицу длины балки, определяемое по формуле (1.111).

При соблюдении указанного неравенства принимается длина перепуска $w = 20d$. При несоблюдении этого неравенства величина w определяется по формуле (1.115).

В однопролетных балках, армированных сварными каркасами и рассчитываемых на равномерно распределенную нагрузку, обрыв рабочей продольной арматуры может быть произведен в количестве 25% на расстоянии $0{,}25\,(1 - 0{,}5\beta)\;l - 5d$ от опоры и в количестве 50% на расстоянии $0{,}25\,(0{,}6 - 0{,}7\beta)\;l - 5d$ от опоры,

где $\beta = \frac{q}{F_x m_a R_a}$,

$q = g + p$ — полная равномерно распределенная нагрузка на 1 *пог. м* балки;
g — постоянная равномерно распределенная нагрузка;
p — временная равномерно распределенная нагрузка;
F_x — площадь сечения поперечных стержней (хомутов) на 1 *пог. м* балки;
l — пролет балки.

Расстояние между хомутами, а также между концом предыдущего и началом последующего (по отношению к опоре) отгиба в тех случаях, когда хомуты и отгибы требуются по расчету, должно быть не более величины u, определяемой по формуле

$$u = m\frac{0{,}1R_u bh_0^2}{Q}. \quad (1.116)$$

Значения величины $\frac{u}{h_0}$ приведены в табл. 1.40.

Таблица 1.40

Значения величины $\frac{u}{h_0}$

$\frac{Q}{mbh_0R_u}$	$^1/_3$	$^1/_4$	$^1/_5$	$^1/_6$	$^1/_7$	$^1/_8$	$^1/_9$	$^1/_{10}$
$\frac{u}{h_0}$	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0

Размеры сечений консолей, поддерживающих балки, фермы и т. п., определяются, как правило, из условия (1.114).

При соблюдении условия (1.114) поперечная арматура в коротких консолях (при $l_к < 0{,}9h_0$) ставится конструктивно. В тех случаях, когда высота консолей ограничена (например, габаритом оборудования) и условие (1.114) не может быть удовлетворено, допускается меньшая высота, однако во всех случаях должно быть удовлетворено условие

$$Q \leqslant m\frac{R_и}{6}bh_0. \qquad (1.117)$$

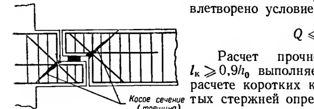


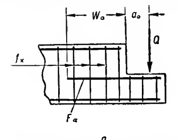
Рис. 1.41. Схема образования косых трещин в сечениях железобетонных балок или консолей, имеющих подрезку.

Расчет прочности консолей длиной $l_к \geqslant 0{,}9h_0$ выполняется, как для балок. При расчете коротких консолей сечение отогнутых стержней определяется по формуле

$$F_0 = \frac{Q}{m2\sin\alpha\, m_н m_а R_а}, \qquad (1.118)$$

где α — угол наклона отогнутых стержней в верхней грани консоли.

Железобетонные балки или консоли, имеющие подрезку, должны быть проверены расчетом на изгиб по косому сечению, проходящему через входящий угол подрезки (рис. 1.41). Направление опасного косого сечения определяется из условия, чтобы сумма вертикальных проекций усилий в хомутах и отогнутых стержнях, пересеченных косым сечением, равнялась величине поперечной силы у конца косого сечения в сжатой зоне балки.



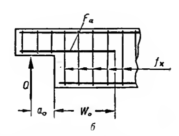


Рис. 1.42. Расчетная схема короткой консоли, образованной: *а* — подрезкой сверху; *б* — подрезкой снизу.

Расчет концов балок или консолей, армированных хомутами при наличии глубоких четвертей (подрезки) может производиться следующим образом:

а) при заданной площади сечения поперечной арматуры на единицу длины балки (f_x) требуемая площадь растянутой продольной арматуры короткой консоли, образованной подрезкой, равна:

при подрезке сверху (рис. 1.42, *а*)

$$F_а = \frac{Q}{mzm_аR_а}\left(a_0 + \frac{Q}{m2q_x}\right); \qquad (1.119)$$

при подрезке снизу (рис. 1.42, *б*)

$$F_а = \frac{Q}{mzm_аR_а}\left[a_0 + \frac{Q}{m2(q_x + p)}\right]; \qquad (1.120)$$

б) при заданной площади продольной растянутой арматуры короткой консоли (F_a) требуемая величина q_x, определяющая интенсивность поперечного армирования, равна:
при подрезке сверху

$$q_x = \frac{0{,}5\left(\frac{Q}{m}\right)^2}{F_a z m_a R_a - \frac{Q}{m} a_0}; \tag{1.121}$$

при подрезке снизу

$$q_x = \frac{0{,}5\left(\frac{Q}{m}\right)^2}{F_a z m_a R_a - \frac{Q}{m} a_0} - p; \tag{1.122}$$

в) необходимая длина заведения продольной растянутой арматуры за сечение заделки короткой консоли W_0 равна:
при подрезке сверху

$$W_0 = \frac{Q}{m q_x}\left(1 + \sqrt{1 + \frac{2 m q_x}{Q} a_0}\right) + 5d; \tag{1.123}$$

при подрезке снизу

$$W_0 = \frac{Q}{m (q_x + p)}\left[1 + \sqrt{1 + 2\frac{m (q_x + p)}{Q} a_0}\right] + 5d. \tag{1.124}$$

В этих формулах
z — плечо внутренней пары для растянутой арматуры короткой консоли;
W_0, a_0 — показаны на рис. 1.42;
d — диаметр обрываемых растянутых стержней короткой консоли;
q_x — величина, определяемая по формуле (1.111) без учета коэффициента $m_н$.

Величину сплошной равномерной нагрузки p следует учитывать лишь при наличии таких фактически распределенных нагрузок, как гидростатическое давление жидкости, реактивное давление грунта, собственный вес и т. п.

При отсутствии равномерно распределенной нагрузки ее значение в формулах (1.120), (1.122) и (1.124) принимается равным нулю.

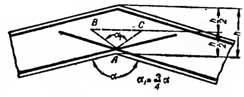


Рис. 1.43. Расчетная схема входящего угла.

Входящие углы в растянутой зоне элементов должны иметь поперечную арматуру, достаточную для восприятия равнодействующей усилий в продольных растянутых стержнях, не заведенных в сжатую зону. Необходимая по расчету поперечная арматура должна быть расположена по длине BC, определяемой треугольником ABC (рис. 1.43). Во всяком случае, сечение поперечной арматуры должно быть достаточным для восприятия 35% равнодействующей усилия во всех продольных растянутых стержнях.

Сечение поперечной арматуры в случае, когда стержни основной арматуры не заведены в сжатую зону, должно удовлетворять условию

$$\sum f_x m_a R_a \cos\beta \geqslant 2 F_a m_a R_a \cos\frac{\alpha}{2}. \tag{1.125}$$

Если часть стержней основной арматуры заведена в сжатую зону, сечение поперечной арматуры должно удовлетворять условию

$$0{,}7F_a m_a R_a \cos\frac{\alpha}{2} \leqslant \sum f_x m_a R_a \cos\beta \geqslant 2F_{a_1} m_a R_a \cos\frac{\alpha}{2}. \qquad (1.126)$$

В формулах (1.125) и (1.126):

β — угол между стержнем поперечной арматуры и биссектрисой входящего угла;
α — входящий угол;
F_a — площадь сечения основной арматуры;
F_{a_1} — площадь сечения основной арматуры, не доходящей до сжатой зоны.

В плитах толщиной до 12 *см* при диаметре продольной арматуры не более 12 *мм* специальная поперечная арматура может не ставиться при условии надлежащего заанкеривания продольной арматуры в сжатой зоне плиты. При величине входящего угла $\alpha < 160°$ растянутая зона входящего угла должна армироваться системой пересекающихся стержней с заведением их в бетон на длину не менее требуемой для стыков растянутых стержней. При величине входящего угла $\alpha \geqslant 160°$ армирование его может производиться непрерывными стержнями, изогнутыми в форме входящего угла.

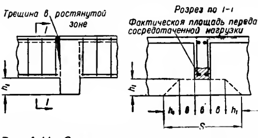


Рис. 1.44. Схема определения длины зоны, в пределах которой учитывается поперечная арматура, воспринимающая сосредоточенную нагрузку.

Сосредоточенные нагрузки, приложенные к балкам снизу или в пределах высоты сечения, должны быть полностью восприняты поперечной арматурой без учета сопротивления бетона. Длина зоны, в пределах которой учитывается поперечная арматура, воспринимающая сосредоточенную нагрузку (подвески, хомуты, отгибы) (рис. 1.44), определяется по формуле

$$S = 2h_1 + 3b. \qquad (1.127)$$

Необходимое сечение поперечной арматуры, располагаемой нормально к оси балки, определяется по формуле

$$F_п \geqslant m m_a \frac{P}{R_a}. \qquad (1.128)$$

Расчет наклонных сечений изгибаемых элементов по поперечной силе рекомендуется производить в такой последовательности.

1. Проверяется условие

$$\frac{Q}{mbh_0} \leqslant R_р. \qquad (1.129)$$

При соблюдении условия (1.129) дальнейший расчет может не производиться, а хомуты и отогнутая арматура назначаются из конструктивных соображений.

При несоблюдении условия (1.129) хомуты и отогнутая арматура назначаются по расчету.

2. При армировании изгибаемых элементов одними вертикальными хомутами (поперечными стержнями) величина расчетной поперечной силы, воспринимаемой изгибаемым элементом при заданном сечении и шаге хомутов (поперечных стержней), определяется по формуле

$$Q = mQ_{\text{х.б}}, \tag{1.130}$$

где $Q_{\text{х.б}}$ — величина, определяемая по формуле (1.109).

3. Требуемая площадь сечения хомутов, достаточная для восприятия заданной поперечной силы Q при армировании элемента одними вертикальными хомутами, определяется по формуле

$$f_{\text{х}} = \frac{q_{\text{х}} a_{\text{х}}}{m_{\text{н}} m_{\text{а}} R_{\text{а}} n}, \tag{1.131}$$

где $q_{\text{х}}$ — усилие, которое должно быть воспринято хомутами на единицу длины элемента, определяемое по формуле

$$q_{\text{х}} = \frac{\left(\frac{Q}{m}\right)^2}{0{,}6bh_0^2 R_{\text{и}}}. \tag{1.132}$$

4. При армировании изгибаемых элементов одними наклонными хомутами с углом наклона 45° к оси элемента величина расчетной поперечной силы, воспринимаемой изгибаемым элементом при заданном сечении и шаге наклонных хомутов, определяется по формуле

$$Q = m\left[0{,}65\sqrt{bh_0^2 R_{\text{и}} q_{\text{х}}} + 0{,}71 q_{\text{х}} h_0\right], \tag{1.133}$$

где $q_{\text{х}}$ — определяется по формуле (1.111).

5. Принимаемое в расчетах по формулам (1.111) и (1.131) расстояние $a_{\text{х}}$ между хомутами должно быть во всех случаях не более величины u, определяемой по формуле (1.116), и не более расстояния, назначаемого по конструктивным соображениям в соответствии с указаниями, приведенными на стр. 179.

6. При армировании изгибаемых элементов вертикальными хомутами и отогнутой арматурой (см. рис. 1.40) площадь сечения отогнутых стержней определяется по формулам:

в первой от опоры плоскости

$$F_{01} = \frac{Q_{\text{оп}} - mQ_{\text{х.б}}}{mm_{\text{н}} m_{\text{а}} R_{\text{а}} \sin\alpha}, \tag{1.134}$$

во второй от опоры плоскости

$$F_{02} = \frac{Q_1 - mQ_{\text{х.б}}}{mm_{\text{н}} m_{\text{а}} R_{\text{а}} \sin\alpha}, \tag{1.135}$$

в каждой из последующих плоскостей

$$F_{0n} = \frac{Q_{n-1} - mQ_{\text{х.б}}}{mm_{\text{н}} m_{\text{а}} R_{\text{а}} \sin\alpha}, \tag{1.136}$$

где $Q_{\text{оп}}$ — расчетная поперечная сила у грани опоры;

Q_1 — расчетная поперечная сила у нижней точки первой (по отношению к опоре) плоскости отогнутых стержней;

Q_{n-1} — расчетная поперечная сила у нижней точки n-1 (по отношению к опоре) плоскости отгибов;

$Q_{х.б}$ — поперечная сила, воспринимаемая хомутами и бетоном в наиболее невыгодном наклонном сечении, пересекающем рассчитываемые отогнутые стержни и определяемая по формуле (1.109).

Расчет наклонных сечений по поперечной силе рекомендуется производить по табл. 1.41 и 1.42 с использованием формул (1.134) — (1.136) *.

В приведенных ниже примерах, а также в таблицах 1.41 и 1.42 приняты следующие сопротивления арматуры (см. табл. 1.27):

а) для поперечной арматуры из стали Ст.3 ($m_аR_а = 2100$ *кг/см²*), а также из холоднотянутой проволоки диаметром 6 *мм* и более ($m_аR_а = 2400$ *кг/см²*)

$$m_нm_аR_а = 1680 \text{ кг/см}^2;$$

б) для поперечной арматуры из стержней периодического профиля ($m_аR_а = 2400$ *кг/см²*)

$$m_нm_аR_а = 1920 \text{ кг/см}^2;$$

в) для поперечной арматуры из холоднотянутой проволоки диаметром до 5,5 *мм* ($m_аR_а = 3000$ *кг/см²*)

$$m_нm_аR_а = 2100 \text{ кг/см}^2.$$

Порядок расчета по табл. 1.41 и 1.42.

Случай 1. Даны: сечения b и h; расчетная поперечная сила Q; марка бетона; сопротивление поперечной арматуры $m_нm_аR_а$; коэффициент условий работ m.

Требуется определить площадь сечения хомутов при армировании элемента одними хомутами без отогнутых стержней.

Порядок расчета:

1) определяют величину

$$\varepsilon = \frac{Q}{mbh_0R_н};$$

2) в табл. 1.41 для заданных марок бетона и поперечной арматуры находят коэффициенты ξ и v;

3) площадь сечения хомутов на 1 *пог. м* длины элемента равна $\overline{F}_х = \xi b$;

4) в табл. 1.42 для получения значения $\overline{F}_х$ находят необходимое сечение хомутов $F_х$ в зависимости от числа ветвей (срезов) n и шага $a_х$;

5) проверяется соблюдение условия

$$a_х \leqslant u = vh_0.$$

Случай 2. Дано: размеры сечения b и h; расчетная поперечная сила Q; площадь сечения хомутов $f_х$; число ветвей (срезов) n; шаг хомутов $a_х$; марка бетона; сопротивление арматуры $m_нm_аR_а$; коэффициент условий работы m. Требуется определить соответствие принятых поперечных сечений бетона и поперечной арматуры заданной расчетной поперечной силе при армировании элемента одними хомутами (без отогнутых стержней).

Порядок расчета.

1) по табл. 1.42 для заданного сечения, шага и количества срезов хомутов определяем величину $\overline{F}_х$;

* Излагаемый ниже практический метод расчета разработан в Гипротисе инженерами Н. Л. Табенкиным и Е. Ф. Васильевым (см. Н. Л. Табенкин, Расчет хомутов и отогнутых стержней в изгибаемых железобетонных элементах, Госстройиздат, М., 1958).

Таблица 1.41

Значения ξ для расчета наклонных сечений по поперечной силе

				$s = \frac{Q}{mbh_0R_и}$	0,33	0,32	0,31	0,30	0,29	0,28	0,27	0,26	0,25	0,24	0,23	0,22	0,21
				$v = \frac{u}{h_0}$	0,30	0,31	0,32	0,33	0,34	0,36	0,37	0,38	0,40	0,42	0,43	0,45	0,47
ξ, Марка бетона	150	$R_и = 80$	$m_н m_а R_а$	1680	0,865	0,815	0,766	0,716	0,670	0,624	0,581	0,539	0,498	0,459	0,421	0,385	0,351
				1920	0,756	0,712	0,670	0,625	0,585	0,545	0,507	0,470	0,435	0,401	0,368	0,330	0,307
				2100	0,691	0,648	0,611	0,571	0,539	0,502	0,463	0,432	0,397	0,365	0,337	0,301	0,279
	200	$R_и = 100$	$m_н m_а R_а$	1680	1,080	1,014	0,952	0,892	0,833	0,775	0,721	0,670	0,619	0,570	0,524	0,479	0,437
				1920	0,950	0,887	0,832	0,780	0,730	0,680	0,632	0,586	0,542	0,500	0,459	0,420	0,383
				2100	0,864	0,811	0,762	0,713	0,667	0,621	0,578	0,536	0,496	0,457	0,420	0,384	0,350
	300	$R_и = 160$	$m_н m_а R_а$	1680	1,730	1,638	1,525	1,430	1,368	1,243	1,160	1,072	0,992	0,915	0,840	0,767	0,700
				1920	1,513	1,425	1,338	1,250	1,170	1,078	1,014	0,940	0,870	0,801	0,738	0,673	0,613
				2100	1,380	1,296	1,222	1,142	1,066	1,004	0,926	0,864	0,794	0,730	0,674	0,602	0,558
	400	$R_и = 210$	$m_н m_а R_а$	1680	2,267	2,130	2,000	1,873	1,791	1,630	1,520	1,406	1,300	1,200	1,100	1,008	0,918
				1920	1,984	1,870	1,754	1,641	1,536	1,430	1,330	1,232	1,160	1,051	0,964	0,882	0,805
				2100	1,816	1,710	1,603	1,500	1,402	1,290	1,214	1,129	1,041	0,960	0,882	0,806	0,735

Продолжение табл. 1.41

$\varepsilon=\frac{Q}{mbh_0R_и}$					0,20	0,19	0,18	0,17	0,16	0,15	0,14	0,13	0,12	0,11	0,10	0,09	0,08	0,07	0,06
$v=\frac{u}{h_0}$					0,50	0,53	0,55	0,59	0,62	0,67	0,72	0,77	—	—	—	—	—	—	—
ξ	Марка бетона 150	$R_и=80$	$m_н m_а R_а$	1680	0,319	0,288	0,258	0,230	0,204	0,183	0,156	0,135	0,115	0,097	0,080	0,065	0,051	0,039	0,029
				1920	0,278	0,251	0,225	0,201	0,178	0,157	0,137	0,118	0,100	0,084	0,070	0,057	0,045	0,034	0,025
				2100	0,254	0,229	0,205	0,184	0,165	0,146	0,127	0,108	0,089	0,076	0,0635	0,0508	0,0381	0,0317	0,0254
	200	$R_и=100$	$m_н m_а R_а$	1680	0,396	0,358	0,321	0,286	0,254	0,225	0,194	0,168	0,143	0,120	0,099	0,081	0,064	0,049	0,036
				1920	0,347	0,315	0,281	0,251	0,222	0,195	0,170	0,147	0,124	0,105	0,087	0,071	0,055	0,043	0,032
				2100	0,317	0,286	0,257	0,229	0,203	0,179	0,156	0,134	0,115	0,096	0,080	0,065	0,051	0,039	0,029
	300	$R_и=160$	$m_н m_а R_а$	1680	0,635	0,572	0,515	0,459	0,416	0,357	0,311	0,268	0,229	0,192	0,159	0,129	0,102	0,078	0,057
				1920	0,556	0,502	0,451	0,402	0,356	0,313	0,272	0,235	0,200	0,169	0,139	0,113	0,089	0,068	0,050
				2100	0,508	0,458	0,410	0,368	0,330	0,292	0,254	0,216	0,178	0,152	0,127	0,1016	0,076	0,063	0,051
	400	$R_и=210$	$m_н m_а R_а$	1680	0,833	0,751	0,675	0,601	0,533	0,469	0,408	0,352	0,300	0,252	0,208	0,169	0,134	0,102	0,075
				1920	0,730	0,658	0,591	0,527	0,467	0,411	0,358	0,308	0,263	0,221	0,183	0,148	0,117	0,090	0,066
				2100	0,667	0,602	0,540	0,482	0,427	0,376	0,327	0,282	0,240	0,202	0,167	0,135	0,107	0,082	0,060

$\overline{F}_x=\xi b$; $Q=\varepsilon mbh_0R_и$; $u=vh_0$.

Примечания: 1. Значения ξ в таблице даны для величин $R_и$, принимаемых по строке Б табл. 1.23. При величинах $R_и$, принимаемых по строке А табл. 1.23, значение F_x определяется по формуле $\overline{F}_x=\frac{\xi b}{1,08}$.

2. При определении величины $\overline{F}_x$ ширину балки b следует принимать в *см*, размерность величины $\overline{F}_x$ — *см²/м*.

3. При значениях $\varepsilon<0,06$ поперечная арматура назначается по конструктивным соображениям.

4. Расстояние между хомутами U должно приниматься не более $0,75h$

7 134

Таблица 1.42

Значения $\overline{F}_x$ $см^2/м$ для подбора поперечной арматуры (хомутов)

Ø (в мм)	Расстояние между хомутами a_x (ь мм)															
	50				75				100				125			
	Количество ветвей n				Количество ветвей n				Количество ветвей n				Количество ветвей n			
	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
3,0	1,42	2,84	4,26	5,68	0,95	1,90	2,85	3,80	0,71	1,42	2,13	2,84	0,567	1,134	1,701	2,268
3,5	1,92	3,84	5,76	7,68	1,28	2,56	3,84	5,12	0,96	1,92	2,88	3,84	0,768	1,536	2,304	3,072
4,0	2,52	5,04	7,56	10,08	1,68	3,36	5,04	6,72	1,26	2,52	3,78	5,04	1,005	2,01	3,015	4,02
4,5	3,18	6,36	9,54	12,72	2,12	4,24	6,36	8,48	1,59	3,18	4,77	6,36	1,27	2,54	3,81	5,08
5,0					2,61	5,22	7,83	10,44	1,96	3,92	5,88	7,84	1,57	3,14	4,71	6,28
5,5					3,71	6,34	9,51	12,68	2,38	4,76	7,14	9,52	1,905	3,81	5,715	7,62
6,0					3,77	7,54	11,31	15,08	2,83	5,66	8,49	11,32	2,26	4,52	6,78	9,04
8,0					6,72	13,44	20,16	26,88	5,03	10,06	15,09	20,12	4,02	8,04	12,06	16,08
10,0									7,85	15,7	23,55	31,4	6,28	12,56	18,84	25,12
12,0																

Продолжение табл. 1.42

Ø (в мм)	Расстояние между хомутами a_x (в мм)															
	150				200				250				300			
	Количество ветвей n				Количество ветвей n				Количество ветвей n				Количество ветвей n			
	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
3,0	0,475	0,950	1,425	1,90	0,355	0,71	1,65	1,42	0,284	0,568	0,852	1,136	0,237	0,475	0,71	0,95
3,5	0,64	1,28	1,92	2,56	0,48	0,96	1,44	1,92	0,384	0,768	1,152	1,536	0,32	0,64	0,96	1,28
4,0	0,84	1,68	2,52	3,36	0,63	1,26	1,89	2,52	0,503	1,006	1,509	2,012	0,42	0,84	1,26	1,68
4,5	1,06	2,12	3,18	4,24	0,795	1,59	2,385	3,18	0,635	1,270	1,905	2,54	0,53	1,06	1,59	2,12
5,0	1,305	2,61	3,915	5,22	0,98	1,96	2,94	3,92	0,785	1,570	2,355	3,14	0,653	1,305	1,96	2,61
5,5	1,59	3,18	4,77	6,36	1,19	2,38	3,57	4,76	0,953	1,906	2,859	3,812	0,795	1,59	2,38	3,18
6,0	1,89	3,78	5,67	7,56	1,415	2,83	4,245	5,66	1,13	2,26	3,39	4,52	0,945	1,89	2,83	3,78
8,0	3,36	6,72	10,08	13,44	2,515	5,03	7,545	10,06	2,01	4,02	6,03	8,04	1,68	3,36	5,04	6,72
10,0	5,24	10,48	15,72	20,96	3,925	7,85	11,775	15,7	3,14	6,28	9,52	12,56	2,62	5,24	7,85	10,48
12,0	7,55	15,10	22,65	30,20	5,66	11,32	16,98	22,64	4,53	9,06	13,59	18,12	3,77	7,54	11,31	15,08

2) вычисляем значение $\xi = \frac{\overline{F}_x}{b}$;

3) в табл. 1.41 для заданных марок бетона и арматуры находим значение величины ε, соответствующее коэффициенту ξ;

4) определяем наименьшую несущую способность наклонного сечения $[Q]$

$$[Q] = \varepsilon m b h_0 R_и;$$

5) устанавливаем соблюдение основного неравенства

$$Q \leqslant [Q];$$

6) проверяем соблюдение условия

$$a_x \leqslant u = v h_0.$$

Коэффициент v устанавливается по табл. 1.41 по значению $\varepsilon = \frac{Q}{mbh_0R_и}$.

Случай 3. Дано: размеры сечения b и h; расчетная эпюра поперечных сил Q; площадь сечения и шаг хомутов; сопротивление бетона и арматуры; коэффициент условий работы m.

Требуется определить при заданном расположении плоскостей отогнутых стержней необходимую площадь поперечного сечения отогнутых стержней в каждой плоскости.

Порядок расчета.

1) по табл. 1.42 определяют значение $\overline{F}_x$;

2) вычисляют величину $\xi = \frac{\overline{F}_x}{b}$;

3) по табл. 1.41 по вычисленному значению ξ находят величины ε и v, соответствующие заданным маркам бетона и арматуры;

4) определяют величину $mQ_{x.б} = \varepsilon m b h_0 R_и$;

5) от заданной эпюры Q отсекают часть эпюры, соответствующую величине $mQ_{x.б}$;

6) вычисляют необходимую площадь отогнутых стержней в каждой плоскости по формулам (1.134) — (1.136).

Пример. Произвести подбор рабочей продольной арматуры и поперечных вертикальных стержней для балки междуэтажного перекрытия. Балка армируется сварными каркасами (см. рис. 1.91, ж).

Данные для расчета: расчетный пролет $l = 5{,}00$ м; расчетная нагрузка $q = 1040$ кг/пог. м; $b = 7$ см; $h = 32$ см; $a = 2{,}8$ см; $h_0 = 29{,}2$ см; марка бетона 300; $R_и = 160$ кг/см² (по строке Б); арматура продольная — из Ст.5 с расчетным сопротивлением $R_а = 2400$ кг/см²; арматура поперечная — из Ст.3 с расчетным сопротивлением $R_а = 2100$ кг/см²; $m = 1{,}1$; $m_а = 1$; $m_н = 0{,}8$.

Из конструктивных соображений принимаем верхнюю продольную арматуру вертикального сварного каркаса в виде одного стержня диаметром 10 мм.

Тогда $F'_а = 0{,}78$ см² и $a' = 2{,}0 + \frac{1{,}0}{2} = 2{,}5$ см.

Расчетный изгибающий момент

$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{1040 \times 5{,}00^2}{8} = 3250 \text{ кгм}.$$

Определяем часть изгибающего момента, воспринимаемого сжатой арматурой $F'_а$ и равной ей частью растянутой арматуры

$$M'_а = mF'_а m_а R_а (h_0 - a') = 1{,}1 \times 0{,}78 \times 1 \times 2400 (29{,}2 - 2{,}5) = 55\,000 \text{ кгсм}.$$

Вычисляем момент M_I, который должен быть воспринят сжатой зоной бетона и соответствующей частью растянутой арматуры $F_{аI}$

$$M_I = M - M'_а = 3250 - 550 = 2700 \text{ кгм}.$$

Вычисляем:

$$A_{01} = \frac{M_1}{mbh_0^2 R_и} = \frac{270\,000}{1{,}1 \times 7 \times 29{,}2^2 \cdot 160} = 0{,}258.$$

Найденное значение A_{01} удовлетворяет условию $A_{01} < 0{,}3$

$$0{,}258 < 0{,}3.$$

По табл. 1.34 определяем значение $\gamma_0 = 0{,}848$, соответствующее найденному A_{01}. По формуле (1.94) вычисляем необходимую площадь сечения растянутой арматуры

$$F_a = F_{a1} + F'_a = \frac{M_1}{m\gamma_{01}h_0 m_a R_a} + F'_a = \frac{270\,000}{1 \times 0{,}848 \times 29{,}2 \times 1 \times 2400} + 0{,}78 =$$

$$= 4{,}13 + 0{,}78 = 4{,}91 \ см^2.$$

Принимаем:

$$2 \varnothing 14 \ мм + 1 \varnothing 16 \ мм; \ F_a = 5{,}09 \ см^2.$$

Наибольшая расчетная поперечная сила на опоре

$$Q = \frac{ql}{2} = \frac{1040 \times 5{,}00}{2} = 2600 \ кг.$$

Вычисляем величину

$$\frac{Q}{mbh_0} = \frac{2600}{1{,}1 \times 7 \times 29{,}2} = 11{,}55 \ кг/см^2.$$

Так как условие (1.129) не соблюдается ($11{,}55 > R_p = 9{,}5$), то необходима расчетная поперечная арматура.

Наибольшее допустимое расстояние между поперечными стержнями каркаса определяем по формуле (1.116)

$$u = m\frac{0{,}1 R_и bh_0^2}{Q} = 1{,}1 \ \frac{0{,}1 \times 160 \times 7 \times 29{,}2^2}{2600} = 40{,}4 \ см.$$

Принимаем шаг поперечных стержней $a_x = 20$ *см*.

По формуле (1.132) определяем усилие q_x, которое должно быть воспринято хомутами на единицу длины элемента:

$$q_x = \frac{\left(\frac{Q}{m}\right)^2}{0{,}6bh_0^2 R_и} = \frac{\left(\frac{2600}{1{,}1}\right)^2}{0{,}6 \times 7 \times 29{,}2^2 \times 160} = 9{,}75 \ кг/пог. \ см.$$

Требующуюся площадь сечения поперечных стержней (хомутов) вычисляем по формуле (1.131)

$$f_x = \frac{q_x a_x}{m_н m_a R_a n} = \frac{9{,}75 \times 20}{0{,}8 \times 1 \times 2100 \times 1} = 0{,}12 \ см^2.$$

Из конструктивных соображений принимаем поперечные стержни диаметром 6 *мм*. При этом $f_x = 0{,}28 \ см^2$.

Произведем расчет поперечной арматуры, пользуясь табл. 1.41 и 1.42:

1) определяем величину ε:

$$\varepsilon = \frac{Q}{mbh_0 R_и} = \frac{2600}{1{,}1 \times 7 \times 29{,}2 \times 160} = 0{,}072;$$

2) по табл. 1.41 находим:

$$\xi = 0{,}083 \ и \ v = 1{,}39;$$

3) площадь сечения хомутов (поперечных стержней) на 1 *пог. м* длины элемента

$$\overline{F}_x = \xi b = 0{,}083 \times 7 = 0{,}58 \ см^2/м;$$

4) по табл. 1.42 при числе ветвей $n = 1$, шаге хомутов $a_x = 20$ *см* и диаметре хомутов 6 *мм* находим $\bar{F}_x = 1{,}415$ *см²/м*, которое больше найденного значения $\bar{F}_x = 0{,}58$ *см²/м*. Таким образом, запроектированная поперечная арматура достаточна;

5) проверяем соблюдение условия

$$a_x \leqslant u = vh_0,$$

$$20 \leqslant u = 1{,}39 \times 29{,}2 = 40{,}5 \text{ см}.$$

ВНЕЦЕНТРЕННО СЖАТЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

Учет влияния гибкости

Расчет гибких внецентренно сжатых элементов в плоскости действия момента производится с учетом влияния прогиба элемента на величину эксцентриситета продольной силы.

Помимо учета гибкости, в плоскости действия момента должна быть произведена проверка на устойчивость в плоскости, перпендикулярной плоскости изгиба как для элемента, работающего на осевое сжатие (без учета изгибающего момента), с учетом соответствующего коэффициента продольного изгиба φ.

Влияние прогиба может не учитываться:

а) для сечений любой формы при $\frac{l_0}{r} \leqslant 35$

б) для прямоугольных сечений при $\frac{l_0}{h} \leqslant 10$

в) для круглых и кольцевых сечений при $\frac{l_0}{D} \leqslant 8$

г) для тавровых сечений при $\frac{l_0}{h} \leqslant 35v$

Значения коэффициента v принимаются по табл. 1.43.

Влияние прогиба элемента учитывается путем умножения эксцентриситета e_0 продольного усилия относительно центра тяжести сечения бетона на коэффициент η, определяемый следующим образом:

Таблица 1.43

Значения коэффициента v

$\frac{h_п}{h}$ \ $\frac{b_п}{b}$	2	3	5	10	15	20
0,10	0,30	0,33	0,32	0,31	0,29	0,27
0,20	0,30	0,31	0,29	0,26	0,23	0,21
0,30	0,30	0,30	0,27	0,23	0,20	0,19
0,40	0,29	0,28	0,25	0,21	0,19	0,18
0,50	0,27	0,26	0,23	0,20	0,19	—

а) для сечений любой формы

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{m \cdot 4800\, R_и F}\left(\frac{l_0}{r}\right)^2}; \quad (1.137)$$

б) для прямоугольных сечений

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{m \cdot 400\, R_и F}\left(\frac{l_0}{h}\right)^2}, \quad (1.138)$$

где N — расчетная продольная сила;

F — площадь бетонного сечения;

$l_0 = \psi l$ — расчетная длина элемента;

l — фактическая длина элемента;

ψ — коэффициент, зависящий от степени защемления и подвижности концов элемента, принимаемый таким же, как и для расчета центрально сжатых элементов;

r — радиус инерции сечения;

h — высота сечения, т. е. размер поперечного сечения в плоскости действия изгибающего момента.

Коэффициент η может быть определен по графику, приведенному на рис. 1.45.

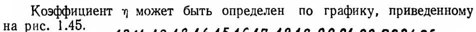


Рис. 1.45. График для определения коэффициентов η при расчете гибких внецентренно сжатых элементов.

При расчете прямоугольных сечений внецентренно сжатых элементов значение η принимают по графику в зависимости от величин

$$n_1 = \frac{N}{mbhR_и} \text{ и } \frac{l_0}{h}.$$

При расчете тавровых сечений внецентренно сжатых элементов значения η принимают по графику в зависимости от величин

$$n_т = \frac{N}{mbhR_и}\rho \text{ и } \frac{l_0}{h}.$$

Значения ρ в зависимости от отношений $\frac{b_п}{b}$ и $\frac{h_п}{h}$ приведены в табл. 1.44.

Таблица 1.44

Значения ρ

$\frac{h_п}{h}$ \ $\frac{b_п}{b}$	2	3	4	5	6	8	10	12	15
0,10	0,820	0,710	0,640	0,588	0,556	0,500	0,460	0,438	0,410
0,15	0,780	0,660	0,595	0,550	0,520	0,465	0,435	0,417	0,392
0,20	0,756	0,641	0,568	0,526	0,505	0,463	0,435	0,417	0,392
0,25	0,735	0,629	0,568	0,526	0,505	0,463	0,435	0,417	0,392
0,30	0,730	0,620	0,566	0,526	0,500	0,460	0,435	0,417	0,392
0,35	0,730	0,620	0,563	0,526	0,490	0,460	0,430	0,397	0,390
0,40	0,730	0,620	0,555	0,520	0,490	0,446	0,417	0,397	0,360
0,45	0,730	0,620	0,555	0,513	0,476	0,431	0,384	0,362	0,320
0,50	0,728	0,610	0,544	0,500	0,463	0,403	0,370	0,333	0,290

Рекомендуется проектировать внецентренно сжатые элементы так, чтобы отношение $\frac{l_0}{b}$ было не более 30, а отношение $\frac{l_0}{h}$ — не более 25 (рекомендация относится к колоннам зданий). Для несущих элементов сечение менее 25 × 25 *см* не рекомендуется.

Элементы с любой симметричной формой сечения*

Расчет сечений, нормальных к оси внецентренно сжатых элементов с поперечными сечениями любой формы (рис. 1.46), но при наличии симметрии относительно плоскости действия изгибающего момента (прямоугольные, тавровые, двутавровые, круглые, прямоугольные с пустотами и прочие симметричные сечения) производится в зависимости от случая внецентренного сжатия.

Случай 1 (рис. 1.46,*а*) внецентренного сжатия (случай больших эксцентриситетов) имеет место при условии

$$S_б \leqslant 0{,}8 S_0. \qquad (1.139)$$

Расчет производится по формуле

$$N \leqslant m\,[R_и F_б + m_а R_а F'_а - m_а R_а F_а]. \qquad (1.140)$$

При этом положение нулевой (нейтральной) оси определяется из уравнения

$$R_и S_{бN} \pm m_а R_а F'_а e' - m_а R_а F_а e = 0. \qquad (1.141)$$

Высота сжатой зоны должна удовлетворять условию

$$z \leqslant h_0 - a'. \qquad (1.142)$$

В формулах (1.139) — (1.141) приняты следующие обозначения:

S_0 — статический момент площади всего рабочего сечения бетона относительно центра тяжести сечения арматуры $F_а$;

* Кроме кольцевых (трубчатых) сечений с арматурой, равномерно распределенной по периметру.

$S_б$ — статический момент площади сечения ($F_б$) сжатой зоны бетона, высота которой определяется по формуле (1.140), относительно центра тяжести сечения арматуры $F_а$;

$S_{бN}$ — статический момент площади сечения сжатой зоны бетона относительно точки приложения силы N;

e_0 — эксцентриситет силы N относительно центра тяжести бетонного сечения;

e — расстояние от центра тяжести сечения арматуры $F_а$ до точки приложения силы N;

e' — то же, от центра тяжести сечения арматуры $F'_а$.

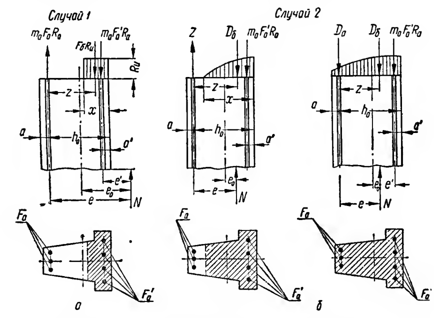


Рис. 1. 46. **Расчетные схемы напряженного состояния в сечениях внецентренно сжатых элементов при любой симметричной форме сечения относительно плоскости действия момента:**

а — продольная сила приложена с большим эксцентриситетом; *б* — продольная сила приложена с малым эксцентриситетом.

В формуле (1.141) знак плюс принимается, если продольная сила приложена за пределами расстояния между центрами тяжести арматуры $F_а$ и $F'_а$; знак минус, если продольная сила приложена между центрами тяжести арматур $F_а$ и $F'_а$.

Если арматура $F'_а$ в расчете не учитывается, то условие (1.142) отпадает.

Полка тавровых сечений, расположенная в растянутой зоне, в расчете не учитывается.

Случай 2 (рис. 1.46,*б*) внецентренного сжатия (случай малых эксцентриситетов) имеет место при условии

$$S_б > 0{,}8S_0. \qquad (1.143)$$

Расчет производится по формуле

$$Ne \leqslant m\,[R_{пр}S_0 + m_аR_аS_а]. \qquad (1.144)$$

Если при этом сила N приложена между центрами тяжести арматуры F_a и F'_a, то должно быть удовлетворено дополнительное условие

$$Ne' \leqslant m\,[R_{пр}S'_0 + m_a R_a S'_a]. \qquad (1.145)$$

В формулах (1.143) и (1.145)

e' — расстояние от центра тяжести арматуры F'_a до точки приложения силы N;

S_0 — статический момент площади всего рабочего сечения бетона относительно центра тяжести сечения арматуры F_a;

S'_0 — то же, относительно центра тяжести сечения арматуры F'_a;

$S_б$ — статический момент площади сечения сжатой зоны бетона, высота которой определяется по формуле (1.141) относительно центра тяжести сечения арматуры F_a;

S_a — статический момент площади сечения всей арматуры относительно центра тяжести сечения арматуры F_a;

S'_a — то же, относительно центра тяжести сечения арматуры F'_a.

Для тавровых сечений с полкой, расположенной у менее сжатой или растянутой грани, наибольшая ширина полки, вводимая в расчет, определяется из условия

$$S_0 \leqslant 0{,}55bh_0^2. \qquad (1.146)$$

Элементы с прямоугольной формой сечения

Расчет внецентренно сжатых элементов прямоугольного сечения с гибкой арматурой (рис. 1.47) производится:

а) при $x \leqslant 0{,}55\,h_0$ (рис. 1.47,*а*) по формуле

$$N \leqslant m\,[R_и bx + m_a R_a F'_a - m_a F_a R_a], \qquad (1.147)$$

при этом положение нулевой (нейтральной) оси определяется из условия

$$R_и bx\left(e - h_0 + \frac{x}{2}\right) \pm m_a R_a F'_a e' - m_a R_a F_a e = 0, \qquad (1.148)$$

а высота сжатой зоны должна удовлетворять условию

$$x \geqslant 2a'; \qquad (1.149)$$

б) при $x > 0{,}55\,h_0$ (рис. 1.47,*б*) по формуле

$$Ne \leqslant m\,[0{,}5\,R_{пр}bh_0^2 + m_a R_a F'_a\,(h_0 - a'). \qquad (1.150)$$

При этом, если продольная сила приложена между центрами тяжести арматур F_a и F'_a, величина силы N должна удовлетворять дополнительному условию

$$Ne' \leqslant m\,[0{,}5\,R_{пр}bh'^2_0 + m_a R_a F_a\,(h_0 - a') \qquad (1.151)$$

причем $h'_0 = h - a'$.

Если выполнение условия (1.149) приводит к уменьшению несущей способности по сравнению с сечением без учета сжатой арматуры, то сжатая арматура в расчете не учитывается. Это имеет место при $x_0 < 2a'$, где x_0 — высота сжатой зоны при учете только растянутой арматуры.

Расчет прямоугольных сечений внецентренно сжатых элементов с симметричной арматурой может производиться по табл. 1.45 и 1.46.

Если $e_0 < 0{,}15h_0$, то при определении F_a эксцентриситет приложения продольной силы вычисляется без учета коэффициента η независимо от гибкости элемента. В этих случаях следует произво-

дить поверочный расчет на центральное сжатие с учетом наименьшего возможного коэффициента φ, найденного в зависимости от $\frac{l_0}{b}$ или $\frac{l_0}{h}$.

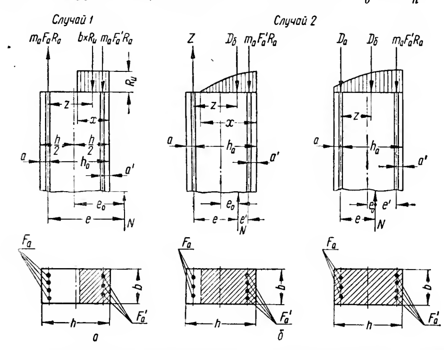


Рис. 1. 47. Расчетные схемы напряженного состояния в сечениях внецентренно сжатых элементов при прямоугольной форме сечения:

а — продольная сила приложена с большим эксцентриситетом; *б* — продольная сила приложена с малым эксцентриситетом.

Подбор сечения

При подборе сечения внецентренно сжатого элемента надо задаться шириной b и высотой h сечения и определить расчетом количество растянутой арматуры F_a и сжатой арматуры F'_a.

По вычисленному количеству арматуры устанавливаются проценты армирования растянутой арматурой

$$\mu\% = 100\mu = 100\frac{F_a}{bh_0}$$

и сжатой арматурой

$$\mu'\% = 100\,\mu' = 100\frac{F'_a}{bh_0}.$$

При этом полный процент армирования $(\mu + \mu')\%$ должен быть в рациональных пределах, обеспечивающих экономичное решение. В противном случае надо изменить размеры бетонного сечения и произвести вторичный расчет для определения F_a и F'_a. Полный процент армирования должен быть не менее 0,5% и, как правило, не более 3% от расчетной площади бетонного сечения (bh_0).

В случае применения горячекатаной арматуры периодического профиля из стали марок Ст. 5 и 25ГС или холодносплющенной арматуры, минимальный полный процент армирования может быть принят 0,4%.

Указанные минимальные проценты армирования относятся к случаю 2 внецентренного сжатия (случай малых эксцентриситетов).

Таблица 1.45

Значения n_1 для расчета прямоугольных сечений внецентренно сжатых элементов, армированных симметричной арматурой

$a = a' = 0{,}05h$

$R_a = 2400$ (в $кг/см^2$)	Марка бетона		Процент армирования $\mu_1 = \mu_1'$													
		150	0,13	0,20	0,27	0,33	0,40	0,47	0,53	0,60	0,67	0,73	0,80	0,87	1,00	1,13
		200	0,17	0,25	0,34	0,42	0,50	0,59	0,67	0,75	0,84	0,92	1,00	1,08	1,20	1,42
		300	0,27	0,40	0,54	0,67	0,80	0,93	1,07	1,20	1,34	1,47	1,60	1,73	2,00	2,27
		400	0,35	0,53	0,70	0,88	1,05	1,23	1,40	1,57	1,75	1,93	2,10	2,28	2,62	2,98
$\frac{e_0}{h}\eta$ \ $\alpha_1 = \alpha_1'$			0,04	0,06	0,08	0,10	0,12	0,14	0,16	0,18	0,20	0,22	0,24	0,26	0,30	0,34
0,00			0,88	0,92	0,96	1,00	1,04	1,08	1,12	1,16	1,20	1,24	1,28	1,32	1,40	1,48
0,01			0,86	0,90	0,94	0,98	1,02	1,06	1,10	1,14	1,18	1,22	1,25	1,29	1,37	1,45
0,02			0,85	0,88	0,92	0,96	1,00	1,04	1,07	1,11	1,15	1,19	1,23	1,27	1,34	1,42
0,03			0,83	0,87	0,90	0,94	0,98	1,01	1,05	1,09	1,13	1,16	1,20	1,24	1,31	1,39
0,04			0,81	0,85	0,88	0,92	0,97	0,99	1,03	1,07	1,10	1,14	1,18	1,21	1,29	1,36
0,05			0,79	0,83	0,87	0,90	0,94	0,97	1,01	1,05	1,08	1,12	1,15	1,19	1,26	1,33
0,06			0,78	0,81	0,85	0,88	0,92	0,96	0,99	1,03	1,06	1,10	1,13	1,17	1,24	1,31
0,07			0,76	0,80	0,83	0,87	0,90	0,94	0,97	1,01	1,04	1,08	1,11	1,14	1,21	1,28
0,08			0,75	0,78	0,82	0,85	0,89	0,92	0,95	0,99	1,02	1,05	1,09	1,12	1,19	1,26
0,09			0,74	0,77	0,80	0,84	0,87	0,90	0,94	0,97	1,00	1,04	1,07	1,10	1,17	1,24
0,10			0,72	0,76	0,79	0,82	0,85	0,89	0,92	0,95	0,99	1,02	1,05	1,08	1,15	1,21
0,11			0,71	0,74	0,77	0,81	0,84	0,87	0,90	0,93	0,97	1,00	1,03	1,06	1,13	1,19
0,12			0,70	0,73	0,75	0,79	0,82	0,85	0,89	0,92	0,95	0,98	1,01	1,04	1,11	1,17
0,13			0,68	0,72	0,75	0,78	0,81	0,84	0,87	0,90	0,93	0,96	1,00	1,03	1,09	1,15
0,14			0,67	0,70	0,73	0,76	0,80	0,83	0,86	0,89	0,92	0,95	0,98	1,01	1,07	1,13
0,15			0,66	0,69	0,72	0,75	0,78	0,81	0,84	0,87	0,90	0,93	0,96	0,99	1,05	1,11
0,16			0,65	0,68	0,71	0,74	0,77	0,80	0,83	0,86	0,89	0,92	0,95	0,98	1,03	1,09
0,17			0,64	0,67	0,70	0,73	0,76	0,79	0,82	0,84	0,87	0,90	0,93	0,96	1,02	1,08
0,18			0,63	0,66	0,69	0,72	0,74	0,77	0,80	0,83	0,86	0,89	0,92	0,94	1,00	1,06
0,19			0,62	0,65	0,68	0,71	0,73	0,76	0,79	0,82	0,85	0,87	0,90	0,93	0,99	1,04
0,20			0,61	0,64	0,67	0,69	0,72	0,75	0,78	0,80	0,83	0,86	0,89	0,92	0,97	1,03
0,21			0,60	0,63	0,66	0,68	0,71	0,74	0,77	0,79	0,82	0,85	0,87	0,90	0,96	1,01
0,22			0,59	0,62	0,65	0,67	0,70	0,73	0,75	0,78	0,81	0,83	0,86	0,89	0,94	1,00
0,23			0,58	0,61	0,64	0,66	0,69	0,72	0,74	0,76	0,80	0,82	0,85	0,88	0,92	0,98
0,24			0,58	0,60	0,63	0,65	0,68	0,70	0,73	0,75	0,78	0,81	0,84	0,86	0,91	0,97
0,25			0,57	0,59	0,62	0,64	0,67	0,70	0,72	0,75	0,77	0,80	0,82	0,85	0,90	0,95
0,26			0,56	0,59	0,61	0,64	0,66	0,69	0,71	0,74	0,76	0,79	0,81	0,84	0,89	0,94
0,27			0,55	0,58	0,60	0,63	0,65	0,68	0,70	0,73	0,75	0,78	0,80	0,83	0,88	0,93
0,28			0,54	0,57	0,59	0,62	0,64	0,67	0,69	0,72	0,74	0,77	0,79	0,82	0,86	0,91
0,29			0,54	0,56	0,59	0,61	0,63	0,66	0,68	0,71	0,73	0,76	0,78	0,80	0,86	0,90
0,30			0,53	0,55	0,58	0,60	0,63	0,65	0,67	0,70	0,72	0,75	0,77	0,79	0,84	0,89

Продолжение табл. 1.45

$R_a = 2400$ (в кг/см²)	Марка бетона	Процент армирования $\mu_1 = \mu_1'$													
	150	0,13	0,20	0,27	0,33	0,40	0,47	0,53	0,60	0,67	0,73	0,80	0,87	1,00	1,13
	200	0,17	0,25	0,34	0,42	0,50	0,59	0,67	0,75	0,84	0,92	1,00	1,08	1,20	1,42
	300	0,27	0,40	0,54	0,67	0,80	0,93	1,07	1,20	1,34	1,47	1,60	1,73	2,00	2,27
	400	0,35	0,53	0,70	0,88	1,05	1,23	1,40	1,57	1,75	1,93	2,10	2,28	2,62	2,98
$\frac{e_0}{h}\eta$	$\alpha_1 = \alpha_1'$	0,04	0,06	0,08	0,10	0,12	0,14	0,16	0,18	0,20	0,22	0,24	0,26	0,30	0,34
0,31		0,52	0,55	0,57	0,59	0,62	0,64	0,66	0,69	0,71	0,74	0,76	0,78	0,83	0,88
0,32		0,50	0,54	0,56	0,59	0,61	0,63	0,66	0,68	0,70	0,73	0,75	0,77	0,82	0,87
0,33		0,48	0,53	0,55	0,58	0,60	0,62	0,65	0,67	0,69	0,72	0,74	0,76	0,81	0,86
0,34		0,47	0,53	0,55	0,57	0,59	0,62	0,64	0,66	0,69	0,71	0,73	0,75	0,80	0,84
0,35		0,46	0,51	0,54	0,56	0,59	0,61	0,63	0,65	0,68	0,70	0,72	0,74	0,79	0,83
0,36		0,44	0,50	0,53	0,56	0,58	0,60	0,62	0,65	0,67	0,69	0,71	0,74	0,78	0,82
0,37		0,43	0,48	0,52	0,55	0,57	0,59	0,62	0,64	0,66	0,68	0,70	0,73	0,77	0,81
0,38		0,41	0,47	0,52	0,54	0,57	0,59	0,61	0,63	0,65	0,67	0,70	0,72	0,76	0,80
0,39		0,40	0,47	0,51	0,54	0,56	0,58	0,60	0,62	0,64	0,67	0,69	0,71	0,74	0,79
0,40		0,39	0,44	0,49	0,53	0,55	0,57	0,59	0,62	0,64	0,66	0,68	0,70	0,74	0,79
0,41		0,37	0,43	0,48	0,52	0,55	0,57	0,59	0,61	0,63	0,65	0,67	0,69	0,73	0,78
0,42		0,36	0,42	0,47	0,51	0,54	0,56	0,58	0,60	0,62	0,64	0,66	0,68	0,72	0,77
0,43		0,35	0,41	0,46	0,50	0,53	0,55	0,57	0,59	0,62	0,64	0,66	0,68	0,71	0,76
0,44		0,34	0,39	0,44	0,49	0,53	0,55	0,57	0,59	0,61	0,63	0,65	0,67	0,70	0,75
0,45		0,32	0,38	0,43	0,48	0,52	0,54	0,56	0,58	0,60	0,62	0,64	0,66	0,69	0,74
0,46		0,31	0,37	0,42	0,47	0,51	0,54	0,56	0,58	0,60	0,61	0,63	0,65	0,69	0,73
0,47		0,30	0,36	0,41	0,46	0,50	0,53	0,55	0,57	0,59	0,61	0,63	0,65	0,68	0,73
0,48		0,29	0,35	0,40	0,45	0,49	0,52	0,54	0,56	0,58	0,60	0,62	0,64	0,67	0,72
0,49		0,28	0,34	0,39	0,44	0,48	0,51	0,54	0,56	0,58	0,60	0,61	0,63	0,66	0,71
0,50		0 27	0,33	0,38	0,43	0,47	0,50	0,53	0,55	0,57	0,59	0,61	0,63	0,66	0,70
0,51		0,26	0,32	0,37	0,42	0,46	0,49	0,53	0,55	0,56	0,58	0,60	0,62	0,65	0,70
0,52		0,25	0,31	0,36	0,41	0,45	0,48	0,52	0,54	0,56	0,58	0,60	0,61	0,64	0,69
0,53		0,24	0,30	0,35	0,40	0,44	0,47	0,51	0,53	0,55	0,57	0,59	0,61	0,64	0,68
0,54		0,23	0,29	0,34	0,39	0,43	0,46	0,50	0,53	0,55	0,57	0,58	0,60	0,63	0,67
0,55		0,22	0,28	0,33	0,38	0,42	0,46	0,49	0,52	0,54	0,56	0,58	0,60	0,63	0,67
0,56		0,22	0,27	0,32	0,37	0,41	0,45	0,48	0,51	0,54	0,55	0,57	0,59	0,62	0,66
0,57		0,21	0,27	0,32	0,36	0,40	0,44	0,47	0,50	0,53	0,55	0,57	0,58	0,61	0,65
0,58		0,20	0,26	0,31	0,35	0,39	0,43	0,46	0,50	0,53	0,54	0,56	0,58	0,61	0,65
0,59		0,19	0,26	0,30	0,34	0,38	0,42	0,45	0,49	0,52	0,54	0,56	0,57	0,60	0,64
0,60		0,19	0,24	0,29	0,34	0,38	0,41	0,45	0,48	0,51	0,53	0,55	0,57	0,59	0,64
0,62		0,17	0,23	0,28	0,32	0,36	0,40	0,43	0,46	0,49	0,52	0,54	0,56	0,58	0,62
0,64		0,16	0,22	0,26	0,30	0,35	0,38	0,42	0,45	0,48	0,51	0,53	0,55	0,57	0,61
0,66		0,15	0,21	0,25	0,29	0,33	0,37	0,40	0,43	0,46	0,49	0,52	0,54	0,56	0,61
0,68		0,14	0,20	0,24	0,28	0,32	0,35	0,39	0,42	0,45	0,47	0,50	0,53	0,55	0,59

Продолжение табл. 1.45

$R_а = 2400$ (в $кг/см^2$); Марка бетона	Процент армирования $\mu_1 = \mu_1'$													
150	0,13	0,20	0,27	0,33	0,40	0,47	0,53	0,60	0,67	0,73	0,80	0,87	1,00	1,13
200	0,17	0,25	0,34	0,42	0,50	0,59	0,67	0,75	0,84	0,92	1,00	1,08	1,20	1,42
300	0,27	0,40	0,54	0,67	0,80	0,93	1,07	1,20	1,34	1,47	1,60	1,73	2,00	2,27
400	0,35	0,53	0,70	0,88	1,05	1,23	1,40	1,57	1,75	1,93	2,10	2,28	2,62	2,98
$\frac{e_0}{h}\eta$ \ $\alpha_1 = \alpha_1'$	0,04	0,06	0,08	0,10	0,12	0,14	0,16	0,18	0,20	0,22	0,24	0,26	0,30	0,34
0,70	0,14	0,19	0,23	0,27	0,31	0,34	0,37	0,40	0,43	0,46	0,49	0,51	0,54	0,58
0,72	0,13	0,18	0,22	0,26	0,29	0,32	0,36	0,39	0,42	0,45	0,47	0,50	0,53	0,57
0,74	0,12	0,17	0,21	0,25	0,28	0,32	0,35	0,38	0,41	0,43	0,46	0,49	0,52	0,56
0,76	0,11	0,16	0,20	0,24	0,27	0,31	0,34	0,37	0,39	0,42	0,45	0,47	0,51	0,55
0,78	0,11	0,15	0,19	0,23	0,26	0,30	0,33	0,35	0,38	0,41	0,43	0,46	0,49	0,54
0,80	0,10	0,15	0,18	0,22	0,25	0,29	0,32	0,34	0,37	0,40	0,42	0,45	0,48	0,53
0,82	—	0,14	0,18	0,21	0,24	0,28	0,31	0,33	0,36	0,39	0,41	0,44	0,47	0,53
0,84	—	0,13	0,17	0,20	0,24	0,27	0,30	0,32	0,35	0,38	0,40	0,42	0,46	0,51
0,86	—	0,13	0,16	0,20	0,23	0,26	0,29	0,31	0,34	0,37	0,39	0,41	0,45	0,50
0,88	—	0,12	0,16	0,19	0,22	0,25	0,28	0,30	0,33	0,36	0,38	0,40	0,44	0,49
0,90	—	0,12	0,15	0,19	0,21	0,24	0,27	0,30	0,32	0,35	0,37	0,39	0,43	0,48
0,92	—	0,11	0,15	0,18	0,21	0,23	0,26	0,29	0,31	0,34	0,36	0,38	0,42	0,47
0,94	—	0,11	0,14	0,17	0,20	0,23	0,26	0,28	0,30	0,33	0,35	0,37	0,42	0,46
0,96	—	0,11	0,14	0,17	0,19	0,22	0,25	0,27	0,30	0,32	0,34	0,36	0,41	0,45
0,98	—	0,10	0,13	0,16	0,19	0,22	0,24	0,27	0,28	0,31	0,35	0,36	0,39	0,44
1,00	—	—	0,13	0,15	0,18	0,21	0,23	0,26	0,28	0,30	0,33	0,35	0,39	0,43
1,05	—	—	0,12	0,15	0,17	0,20	0,22	0,24	0,26	0,29	0,31	0,33	0,37	0,41
1,10	—	—	0,11	0,14	0,16	0,18	0,21	0,23	0,25	0,27	0,29	0,31	0,35	0,39
1,15	—	—	0,10	0,13	0,15	0,17	0,19	0,21	0,24	0,26	0,27	0,29	0,33	0,37
1,20	—	—	—	0,12	0,14	0,16	0,18	0,20	0,22	0,24	0,26	0,28	0,32	0,35
1,25	—	—	—	0,11	0,13	0,15	0,17	0,19	0,21	0,23	0,25	0,27	0,30	0,33
1,30	—	—	—	0,11	0,13	0,14	0,16	0,18	0,20	0,22	0,24	0,26	0,29	0,32
1,35	—	—	—	0,10	0,12	0,14	0,16	0,17	0,19	0,21	0,22	0,24	0,27	0,31
1,40	—	—	—	—	0,11	0,13	0,15	0,17	0,19	0,21	0,21	0,23	0,26	0,29
1,45	—	—	—	—	0,11	0,13	0,15	0,17	0,17	0,19	0,21	0,22	0,25	0,28
1,50	—	—	—	—	0,10	0,12	0,14	0,15	0,17	0,18	0,20	0,21	0,24	0,27
1,55	—	—	—	—	—	0,11	0,14	0,14	0,16	0,17	0,19	0,20	0,23	0,26
1,60	—	—	—	—	—	0,11	0,12	0,14	0,15	0,17	0,18	0,20	0,22	0,25
1,65	—	—	—	—	—	0,11	0,12	0,13	0,15	0,16	0,17	0,19	0,22	0,24
1,70	—	—	—	—	—	0,10	0,12	0,13	0,14	0,15	0,17	0,18	0,21	0,23
1,75	—	—	—	—	—	—	0,11	0,12	0,14	0,14	0,16	0,18	0,20	0,23
1,80	—	—	—	—	—	—	0,11	0,12	0,13	0,14	0,16	0,17	0,19	0,22
1,85	—	—	—	—	—	—	0,10	0,12	0,13	0,14	0,15	0,16	0,19	0,21
1,90	—	—	—	—	—	—	—	0,11	0,12	0,14	0,15	0,16	0,18	0,20

Продолжение табл. 1 45

$R_a = 2400$ (в $кг/см^2$)	Процент армирования $\mu_1 = \mu_1'$													
Марка бетона 150	0,13	0,20	0,27	0,33	0,40	0,47	0,53	0,60	0,67	0,73	0,80	0,87	1,00	1,13
Марка бетона 200	0,17	0,25	0,34	0,42	0,50	0,59	0,67	0,75	0,84	0,92	1,00	1,08	1,20	1,42
Марка бетона 300	0,27	0,40	0,54	0,67	0,80	0 93	1,07	1,20	1,34	1,47	1,60	1,73	2,00	2,27
Марка бетона 400	0,35	0,53	0,70	0,88	1,05	1,23	1,40	1,57	1,75	1,93	2,10	2,28	2,62	2,98
$\frac{e_0}{h}\eta$ \ $\alpha_1 = \alpha_1'$	0,04	0,06	0,08	0,10	0,12	0,14	0,16	0,18	0,20	0,22	0,24	0,26	0,30	0,34
1,95	—	—	—	—	—	—	—	0,11	0,12	0,13	0,14	0,15	0,18	0,20
2,00	—	—	—	—	—	—	—	0,10	0,12	0,13	0,14	0,15	0,17	0,19
2,05	—	—	—	—	—	—	—	0,10	0,11	0,12	0,13	0,14	0,17	0,19
2,10	—	—	—	—	—	—	—	—	0,11	0,12	0,13	0,14	0,16	0,18
2,15	—	—	—	—	—	—	—	—	0,11	0,12	0,13	0,14	0,16	0,18
2,20	—	—	—	—	—	—	—	—	0,10	0,11	0,12	0,13	0,15	0,17
2,25	—	—	—	—	—	—	—	—	0,10	0,11	0,12	0,13	0,15	0,17
2,30	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0,11	0,12	0,13	0,14	0,16
2,35	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0,10	0,11	0,12	0,14	0,16
2,40	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0,10	0,11	0,12	0,14	0,16
2,45	При $n_1 < 0{,}10$ $F_a = F_a' = 1{,}11 \frac{N}{mm_a R_a}\left(\frac{e_0}{h}\eta - 0{,}45\right)$									—	0,11	0,12	0,13	0,15
2,50										—	0,10	0,11	0,13	0,15
2,60										—	0,10	0,11	0,13	0,14
2,70										—	—	0,10	0,12	0,14
2,80	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0,10	0,12	0,13
2,90	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0,11	0,12
3,00	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0,11	0,12

$$n_1 = \frac{N}{mbhR_и}; \quad \frac{e_0}{h}\eta = \frac{M}{Nh}\eta;$$

$$F_a = F_a' = \alpha_1 bh \frac{R_и}{m_a R_a} \quad \text{или} \quad F_a = F_a' = \mu_1 \frac{bh}{100}.$$

Размерности: M — *кгсм*, N — *кг*; b и h — *см*; F_a и F_a' — $см^2$; $R_и$ и R_a — $кг/см^2$

Примечания: 1. При гибкости $\frac{l_0}{h} \leqslant 10$ значения коэффициента $\eta = 1$.

2. Значения n_1, находящиеся между двумя жирными линиями, соответствуют случаям, когда суммарные сечения $(F_a + F_a')$ при симметричном и несимметричном армировании отличаются друг от друга не более чем на 5%.

Таблица 1.46

Значения n_1 для расчета прямоугольных сечений внецентренно сжатых элементов, армированных симметричной арматурой

$a = a' = 0,08h$

$R_a = 2400$ (в кг/см²)	Марка бетона		Процент армирования $\mu_1 = \mu_1'$													
		150	0,13	0,20	0,27	0,33	0,40	0,47	0,53	0,60	0,67	0,73	0,80	0,87	1,00	1,13
		200	0,17	0,25	0,34	0,42	0,50	0,59	0,67	0,75	0,84	0,92	1,00	1,08	1,20	1,42
		300	0,27	0,40	0,54	0,67	0,80	0,93	1,07	1,20	1,34	1,47	1,60	1,73	2,00	2,27
		400	0,35	0,53	0,70	0,88	1,05	1,23	1,40	1,57	1,75	1,93	2,10	2,28	2,62	2,98
$\frac{e_0}{h}\eta$		$\alpha_1 = \alpha_1'$	0,04	0,06	0,08	0,10	0,12	0,14	0,16	0,18	0,20	0,22	0,24	0,26	0,30	0,34
0,00			0,88	0,92	0,96	1,00	1,04	1,08	1,12	1,16	1,20	1,24	1,28	1,32	1,40	1,48
0,01			0,87	0,91	0,94	0,98	1,02	1,06	1,10	1,14	1,18	1,22	1,26	1,30	1,37	1,45
0,02			0,85	0,88	0,92	0,96	1,00	1,04	1,08	1,11	1,15	1,19	1,23	1,27	1,34	1,42
0,03			0,83	0,86	0,90	0,94	0,98	1,01	1,05	1,09	1,13	1,16	1,20	1,24	1,31	1,39
0,04			0,81	0,85	0,88	0,92	0,96	0,99	1,03	1,06	1,10	1,14	1,17	1,21	1,28	1,36
0,05			0,79	0,83	0,86	0,90	0,94	0,97	1,01	1,04	1,08	1,11	1,15	1,19	1,26	1,33
0,06			0,78	0,81	0,85	0,88	0,92	0,95	0,99	1,02	1,06	1,09	1,13	1,16	1,23	1,30
0,07			0,76	0,79	0,83	0,86	0,90	0,93	0,97	1,00	1,03	1,07	1,10	1,14	1,21	1,27
0,08			0,74	0,78	0,81	0,85	0,88	0,91	0,95	0,98	1,01	1,05	1,08	1,11	1,18	1,25
0,09			0,73	0,76	0,80	0,83	0,86	0,90	0,93	0,96	0,99	1,03	1,06	1,09	1,16	1,23
0,10			0,72	0,75	0,78	0,81	0,85	0,88	0,91	0,94	0,97	1,01	1,04	1,07	1,14	1,20
0,11			0,70	0,73	0,77	0,80	0,83	0,86	0,89	0,92	0,96	0,99	1,02	1,05	1,11	1,18
0,12			0,69	0,72	0,75	0,78	0,81	0,85	0,88	0,91	0,94	0,97	1,00	1,03	1,09	1,16
0,13			0,68	0,71	0,74	0,77	0,80	0,83	0,86	0,89	0,92	0,95	0,98	1,01	1,07	1,13
0,14			0,67	0,70	0,73	0,76	0,79	0,82	0,85	0,88	0,91	0,94	0,97	1,00	1,06	1,11
0,15			0,65	0,68	0,71	0,74	0,77	0,80	0,83	0,86	0,89	0,92	0,95	0,98	1,04	1,10
0,16			0,64	0,67	0,70	0,73	0,76	0,79	0,82	0,84	0,87	0,90	0,93	0,96	1,02	1,08
0,17			0,63	0,66	0,69	0,72	0,75	0,77	0,80	0,83	0,86	0,89	0,92	0,94	1,00	1,06
0,18			0,62	0,65	0,68	0,70	0,73	0,76	0,79	0,82	0,84	0,87	0,90	0,93	0,98	1,04
0,19			0,61	0,64	0,67	0,69	0,72	0,75	0,78	0,80	0,83	0,86	0,89	0,91	0,97	1,02
0,20			0,60	0,63	0,66	0,68	0,71	0,73	0,76	0,79	0,82	0,84	0,87	0,90	0,96	1,01
0,21			0,59	0,62	0,64	0,67	0,70	0,72	0,75	0,78	0,80	0,83	0,86	0,88	0,94	0,99
0,22			0,58	0,61	0,63	0,66	0,69	0,71	0,74	0,77	0,79	0,82	0,84	0,87	0,92	0,98
0,23			0,57	0,60	0,62	0,65	0,68	0,70	0,73	0,76	0,78	0,81	0,83	0,86	0,91	0,96
0,24			0,56	0,59	0,61	0,64	0,67	0,69	0,72	0,74	0,77	0,79	0,82	0,84	0,90	0,95
0,25			0,56	0,58	0,60	0,63	0,66	0,68	0,71	0,73	0,76	0,78	0,81	0,83	0,88	0,93
0,26			0,55	0,57	0,60	0,62	0,65	0,67	0,70	0,72	0,75	0,77	0,79	0,82	0,87	0,92
0,27			0,54	0,56	0,59	0,61	0,64	0,66	0,69	0,71	0,73	0,76	0,78	0,81	0,86	0,91
0,28			0,53	0,56	0,58	0,60	0,63	0,65	0,68	0,70	0,72	0,75	0,77	0,80	0,84	0,89
0,29			0,52	0,55	0,57	0,60	0,62	0,64	0,67	0,69	0,71	0,74	0,76	0,79	0,83	0,88
0,30			0,52	0,54	0,56	0,59	0,61	0,63	0,66	0,68	0,70	0,73	0,75	0,77	0,82	0,87

Продолжение табл. 1.46

R_a=2400 (в кг/см²) / Марка бетона	Процент армирования $\mu_1 = \mu_1'$													
150	0,13	0,20	0,27	0,33	0,40	0,47	0,53	0,60	0,67	0,73	0,80	0,87	1,00	1,13
200	0,17	0,25	0,34	0,42	0,50	0,59	0,67	0,75	0,84	0,92	1,00	1,08	1,20	1,42
300	0,27	0,40	0,54	0,67	0,80	0,93	1,07	1,20	1,34	1,47	1,60	1,73	2,00	2,27
400	0,35	0,53	0,70	0,88	1,05	1,23	1,40	1,57	1,75	1,93	2,10	2,28	2,62	2,98
$\frac{e_0}{h}\eta$ \ $\alpha_1 = \alpha_1'$	0,04	0,06	0,08	0,10	0,12	0,14	0,16	0,18	0,20	0,22	0,24	0,26	0,30	0,34
0,31	0,51	0,53	0,56	0,58	0,60	0,63	0,65	0,67	0,69	0,72	0,74	0,76	0,81	0,86
0,32	0,50	0,53	0,55	0,57	0,59	0,62	0,64	0,66	0,69	0,71	0,73	0,75	0,80	0,84
0,33	0,48	0,52	0,54	0,56	0,59	0,61	0,63	0,65	0,68	0,70	0,72	0,74	0,79	0,83
0,34	0,47	0,51	0,53	0,56	0,58	0,60	0,62	0,64	0,67	0,69	0,71	0,73	0,78	0,82
0,35	0,45	0,50	0,53	0,55	0,57	0,59	0,61	0,64	0,66	0,68	0,70	0,72	0,77	0,81
0,36	0,44	0,49	0,52	0,54	0,56	0,59	0,61	0,63	0,65	0,67	0,69	0,71	0,76	0,80
0,37	0,42	0,47	0,51	0,54	0,56	0,58	0,60	0,62	0,64	0,66	0,68	0,71	0,74	0,79
0,38	0,41	0,46	0,51	0,53	0,55	0,57	0,59	0,61	0,63	0,65	0,68	0,70	0,73	0,78
0,39	0,39	0,45	0,49	0,52	0,54	0,56	0,58	0,61	0,63	0,65	0,67	0,69	0,73	0,77
0,40	0,38	0,43	0,48	0,52	0,53	0,56	0,58	0,60	0,62	0,64	0,66	0,68	0,72	0,76
0,41	0,36	0,42	0,47	0,51	0,53	0,55	0,57	0,59	0,61	0,63	0,65	0,67	0,71	0,75
0,42	0,35	0,41	0,46	0,50	0,52	0,54	0,56	0,58	0,60	0,62	0,64	0,66	0,71	0,74
0,44	0,33	0,38	0,43	0,47	0,51	0,53	0,55	0,57	0,59	0,61	0,63	0,65	0,69	0,72
0,45	0,31	0,36	0,42	0,46	0,50	0,52	0,54	0,56	0,58	0,60	0,62	0,64	0,68	0,72
0,46	0,30	0,36	0,41	0,45	0,49	0,52	0,54	0,56	0,58	0,60	0,61	0,63	0,67	0,71
0,47	0,29	0,35	0,40	0,44	0,48	0,51	0,53	0,55	0,57	0,59	0,61	0,63	0,66	0,70
0,48	0,28	0,34	0,39	0,43	0,47	0,51	0,53	0,54	0,56	0,58	0,60	0,62	0,66	0,69
0,49	0,27	0,33	0,38	0,42	0,46	0,50	0,52	0,54	0,56	0,58	0,59	0,61	0,65	0,68
0,50	0,26	0,32	0,37	0,41	0,45	0,49	0,51	0,53	0,55	0,57	0,59	0,60	0,64	0,68
0,51	0,25	0,31	0,36	0,40	0,44	0,48	0,51	0,53	0,55	0,56	0,58	0,60	0,64	0,67
0,52	0,24	0,30	0,35	0,39	0,43	0,47	0,50	0,52	0,54	0,56	0,58	0,59	0,63	0,66
0,53	0,23	0,29	0,34	0,38	0,42	0,46	0,49	0,52	0,53	0,55	0,57	0,59	0,62	0,66
0,54	0,22	0,28	0,33	0,37	0,41	0,45	0,48	0,51	0,53	0,55	0,56	0,58	0,62	0,65
0,55	0,21	0,27	0,32	0,36	0,40	0,44	0,47	0,50	0,52	0,54	0,56	0,57	0,61	0,64
0,56	0,21	0,26	0,31	0,35	0,39	0,43	0,46	0,49	0,52	0,53	0,55	0,57	0,61	0,64
0,57	0,20	0,26	0,30	0,35	0,38	0,42	0,45	0,48	0,51	0,53	0,55	0,56	0,60	0,63
0,58	0,19	0,25	0,30	0,34	0,38	0,41	0,45	0,48	0,51	0,52	0,54	0,56	0,59	0,62
0,59	0,18	0,24	0,29	0,33	0,37	0,40	0,44	0,47	0,50	0,52	0,54	0,56	0,59	0,62
0,60	0,18	0,23	0,28	0,32	0,36	0,40	0,43	0,46	0,49	0,51	0,53	0,55	0,58	0,61
0,62	0,17	0,22	0,27	0,31	0,35	0,38	0,41	0,44	0,47	0,50	0,52	0,54	0,57	0,60
0,64	—	0,21	0,25	0,29	0,33	0,37	0,40	0,43	0,46	0,48	0,51	0,53	0,56	0,59
0,66	—	0,20	0,24	0,28	0,32	0,35	0,38	0,41	0,44	0,47	0,50	0,52	0,55	0,58
0,68	—	0,19	0,23	0,27	0,30	0,34	0,37	0,40	0,43	0,45	0,48	0,51	0,54	0,57
0,70	—	0,18	0,22	0,26	0,29	0,33	0,36	0,39	0,41	0,44	0,47	0,49	0,53	0,56

Продолжение табл. 1 46

R_a=2400 (в кг/см²)	Марка бетона	Процент армирования $\mu_1 = \mu'_1$													
	150	0,13	0,20	0,27	0,33	0,40	0,47	0,53	0,60	0,67	0,73	0,80	0,87	1,00	1,13
	200	0,17	0,25	0,34	0,42	0,50	0,59	0,67	0,75	0,84	0,92	1,00	1,08	1,20	1,42
	300	0,27	0,40	0,54	0,67	0,80	0,93	1,07	1,20	1,34	1,47	1,60	1,73	2,00	2,27
	400	0,35	0,53	0,70	0,88	1,05	1,23	1,40	1,57	1,75	1,93	2,10	2,28	2,62	2,98
$\frac{e_0}{h}\eta$	$a_1 = a'_1$	0,04	0,06	0,08	0,10	0,12	0,14	0,16	0,18	0,20	0,22	0,24	0,26	0,30	0,34
0,72		—	0,17	0,21	0,25	0,28	0,31	0,34	0,37	0,40	0,43	0,45	0,48	0,52	0,55
0,74		—	—	0,20	0,23	0,27	0,30	0,33	0,36	0,39	0,41	0,44	0,46	0,51	0,54
0,76		—	—	0,19	0,23	0,26	0,29	0,32	0,35	0,38	0,40	0,43	0,45	0,50	0,53
0,78		—	—	0,18	0,22	0,25	0,29	0,31	0,34	0,36	0,39	0,41	0,44	0,48	0,52
0,80		—	—	0,17	0,21	0,24	0,28	0,30	0,33	0,35	0,38	0,40	0,43	0,47	0,51
0,82		—	—	0,17	0,20	0,23	0,26	0,29	0,32	0,34	0,37	0,39	0,41	0,46	0,50
0,84		—	—	—	0,19	0,22	0,25	0,28	0,31	0,33	0,36	0,38	0,40	0,45	0,49
0,86		—	—	—	0,19	0,22	0,24	0,27	0,30	0,32	0,35	0,37	0,39	0,44	0,48
0,88		—	—	—	0,18	0,21	0,24	0,26	0,29	0,31	0,34	0,36	0,38	0,43	0,47
0,90		—	—	—	0,17	0,20	0,23	0,26	0,29	0,30	0,33	0,35	0,37	0,42	0,46
0,92		—	—	—	0,17	0,20	0,22	0,25	0,27	0,30	0,32	0,34	0,36	0,41	0,45
0,94		—	—	—	0,17	0,19	0,22	0,24	0,26	0,29	0,31	0,33	0,35	0,40	0,44
0,96		—	—	—	—	0,18	0,21	0,23	0,26	0,28	0,30	0,32	0,35	0,39	0,43
0,98		—	—	—	—	0,18	0,20	0,23	0,25	0,27	0,29	0,32	0,34	0,38	0,42
1,00		—	—	—	—	0,17	0,20	0,22	0,24	0,27	0,29	0,31	0,33	0,37	0,41
1,05		—	—	—	—	0,16	0,18	0,21	0,23	0,25	0,27	0,29	0,31	0,35	0,39
1,10		—	—	—	—	—	0,17	0,19	0,21	0,23	0,26	0,27	0,29	0,33	0,37
1,15		—	—	—	—	—	0,16	0,18	0,20	0,22	0,24	0,26	0,28	0,31	0,35
1,20		—	—	—	—	—	—	0,17	0,19	0,21	0,23	0,25	0,26	0,30	0,33
1,25		—	—	—	—	—	—	0,16	0,18	0,20	0,22	0,23	0,25	0,28	0,32
1,30		—	—	—	—	—	—	—	0,17	0,19	0,20	0,22	0,24	0,27	0,30
1,35		—	—	—	—	—	—	—	0,16	0,18	0,20	0,21	0,23	0,26	0,29
1,40		—	—	—	—	—	—	—	0,16	0,17	0,19	0,20	0,22	0,25	0,28
1,45		—	—	—	—	—	—	—	—	0,16	0,18	0,19	0,21	0,24	0,26
1,50		—	—	—	—	—	—	—	—	—	0,17	0,18	0,20	0,23	0,25
1,55		—	—	—	—	—	—	—	—	—	0,16	0,17	0,19	0,22	0,24
1,60		—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0,17	0,18	0,21	0,24
1,65		—	При $n_1 < 0,16$									0,16	0,18	0,20	0,23
1,70		—	$F_a = F'_a = 1,19\frac{N}{mm_a R_a}\left(\frac{e_0}{h}\eta - 0,42\right)$									—	0,17	0,19	0,22
1,75		—										—	0,16	0,19	0,21
1,80		—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0,18	0,20
1,85		—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0,18	0,20
1,90		—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0,17	0,19

Продолжение табл. 1.46

	Процент армирования $\mu_1 = \mu_1'$													
$R_a = 2400$ (в $кг/см^2$), Марка бетона 150	0,13	0,20	0,27	0,33	0,40	0,47	0,53	0,[illegible]0	0,67	0,73	0,80	0,87	1,00	1,13
200	0,17	0,25	0,34	0,42	0,50	0,59	0,67	0,75	0,84	0,92	1,00	1,08	1,20	1,42
300	0,27	0,40	0,54	0,67	0,80	0,93	1 07	1,20	1 34	1,47	1,60	1,73	2,00	2.27
400	0.35	0,53	0,70	0,88	1,05	1,23	1,40	1,57	1,75	1,93	2,10	2,28	2,62	2,98
$\frac{e_0}{h}\eta$ \ $\alpha_1 = \alpha_1'$	0,04	0,06	0,08	0,10	0,12	0,14	0,16	0,18	0.20	0,22	0,24	0,26	0,30	0,34
1,95	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0,16	0,19
2,00	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0,18
2,05	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0,18
2,10	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0,17
2,15	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0,17
2,20	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0,16

$$n_1 = \frac{N}{mbhR_и}; \quad \frac{e_0}{h}\eta = \frac{M}{Nh}\eta;$$

$$F_a = F_a' = \alpha_1 bh \frac{R_и}{m_a R_a}, \quad \text{или} \quad F_a = F_a' = \mu_1 \frac{bh_0}{100}$$

Размерности: M — *кгсм*; N — *кг*; b и h — *см*; F_a и F_a' — *см²*; $R_и$ и R_a — *кг/см²*.

Примечания: 1. При гибкости $\frac{l_0}{h} \leqslant 10$ значения коэффициента $\eta = 1$.

2. Значения n_1, находящиеся между двумя жирными линиями, соответствуют случаям, когда суммарные сечения $(F_a + F_a')$ при симметричном и несимметричном армировании отличаются друг от друга не более чем на 5%.

Количество арматуры на одной стороне сечения при малых эксцентриситетах продольной силы (случай 2) должно составлять не менее 0,2% от расчетной площади бетонного сечения. Для элементов, работающих по случаю 1 (случай больших эксцентриситетов), необходимо, чтобы процент армирования растянутой арматурой μ% был не менее значений, указанных в табл. 1.57.

Целесообразными полными процентами армирования являются:

при малых эксцентриситетах 0,5—1,0%;
при больших » 1,0—2,0%.

Сечения с несимметричной арматурой

Задаемся шириной b и полной высотой h бетонного сечения. Назначаем величины a, a' и определяем полезную высоту h_0.

Площадь сжатой арматуры F_a' для обоих случаев внецентренного

сжатия, т. е. для случаев 1 и 2, определяется по формуле

$$F'_a = \frac{\frac{N}{m}e - 0{,}4bh_0^2R_и}{m_aR_a(h_0 - a')}. \qquad (1.152)$$

Отрицательный результат, который может получиться по формуле (1.152), будет указывать на то, что сжатая арматура по расчету не требуется. Из конструктивных соображений можно принять

$$F'_a = 0{,}002\,bh_0.$$

Величину эксцентриситета e до центра тяжести арматуры F_a определяем при расчете без учета влияния гибкости $\left(\frac{l_0}{h} \leqslant 10\right)$ по формуле

$$e = e_0 + \frac{h}{2} - a; \qquad (1.153)$$

при учете влияния гибкости $\left(\frac{l_0}{h} > 10\right)$ по формуле

$$e = e_0\eta + \frac{h}{2} - a. \qquad (1.154)$$

Здесь

$$e_0 = \frac{M}{N}, \qquad (1.155)$$

где η — коэффициент, определяемый по формулам (1.137) и (1.138) или по графику на рис. 1.45.

Площадь арматуры F_a определяется следующим образом:

а) при $\eta e_0 > 0{,}3\,h_0$ по формуле

$$F_a = \frac{0{,}55\,bh_0R_и - \frac{N}{m}}{m_aR_a} + F'_a. \qquad (1.156)$$

Пользование формулой (1.156) допустимо только в том случае, если количество сжатой арматуры F'_a принимается равным вычисленному по формуле (1.152). В противном случае надо пользоваться формулой (1.158).

В тех случаях, когда по формуле (1.156) получится отрицательный результат, площадь арматуры F_a назначается конструктивно.

б) при $0{,}3\,h_0 \geqslant \eta e_0 > 0{,}15\,h_0$ при бетоне марки 150 и выше и процентном содержании сжатой арматуры F'_a не более $\mu'\% = 2{,}0$ значение F_a принимается минимальным по конструктивным соображениям в соответствии с табл. 1.57. Назначенное по табл. 1.57 количество арматуры F_a при бетоне марки ниже 150 *кг/см²* и $\mu'\% > 2{,}0\%$, а также при любых марках бетона и μ', но при $e_0 \leqslant 0{,}15\,h_0$ должно дополнительно проверяться по формуле

$$F_a \geqslant \frac{\frac{N}{m}(h_0 - e - a') - 0{,}4b(h_0 - a')^2R_и}{m_aR_a(h - a')}. \qquad (1.157)$$

Прн вычисленни правой части неравенства (1.157) коэффнцнент η не учитывается иезависимо от гибкости элемента.

В этом случае следует также пронзводнть поверочный расчет иа центральное сжатие с учетом нанменьшего возможного коэффицнеита φ, найденного в зависнмостн от $\frac{l_0}{b}$ нлн $\frac{l_0}{h}$.

При арматуре из стали 25ГС с расчетным сопротнвлеиием $R_a = 3400$ *кг/см*² и бетоне марки 200 и ниже проверку по формуле (1.157) следует производить при $e_0 \leqslant 0{,}20\,h_0$.

При необходнмости увелнчення площадн сечеиия сжатой арматуры F_a' против полученной по формуле (1.152) (по коиструктивным соображениям), а также прн заданном сеченни сжатой арматуры площадь сечения арматуры F_a определяется следующим образом:

а) при $e_0 > 0{,}3\,h_0$ по формуле

$$F_a = F_{aI} + F_a' - \frac{N}{mm_aR_a}, \tag{1.158}$$

где F_{aI} — площадь сечения арматуры, определяемая как для изгибаемого элемента с одиночным армнрованнем по момеиту M_1.

Величина момента M_1 определяется по формуле

$$M_1 = Ne - M_a', \tag{1.159}$$

где

$$M_a' = mF_a'm_aR_a(h_0 - a'). \tag{1.160}$$

При пользоваиин таблицамн площадь арматуры F_{aI}, соответствующая моменту M_I, вычнсляется следующнм образом.

Определяем

$$A_{0I} = \frac{M_I}{mbh_0^2R_и}. \tag{1.161}$$

По табл. 1.34 для соответствующих марок бетоиа н расчетиых сопротивлений арматуры иаходим γ_{0I} или α_I, соответствующие вычнслеиному A_{0I}.

По значениям γ_{0I} нлн α_I определяется F_{aI}

$$F_{aI} = \frac{M_I}{m\gamma_{0I}h_0m_aR_a} \tag{1.162}$$

нли

$$F_{aI} = \alpha_I bh_0\frac{R_и}{m_aR_a}. \tag{1.163}$$

Если окажется, что $A_{0I} > 0{,}4$, то задаииая площадь арматуры F_a недостаточна н должиа быть увелнчена. Однако в этом случае целесообразнее увелнчить размеры сечеиня элемента нли приият более высокую марку бетона.

Такнм образом, в соответствии с формулой (1.158) площадь сечения растянутой арматуры F_a может определяться по одной из следующих формул:

$$F_a = \frac{M_I}{m\gamma_{0I}h_0m_aR_a} + F_a' - \frac{N}{mm_aR_a} \tag{1.164}$$

нли

$$F_a = \alpha_I bh_0\frac{R_и}{m_aR_a} + F_a' - \frac{N}{mm_1R_a}. \tag{1.165}$$

В случаях, когда имеет место неравенство

$$M_1 \leqslant m2a'(h_0 - a')\,bR_и \tag{1.166}$$

или, при использовании табл. 1.34,

$$\gamma_{01} \geqslant \frac{h_0 - a'}{h_0} \tag{1.167}$$

площадь сечения арматуры $F_а$ определяется по формуле

$$F_а = \frac{N}{mm_аR_а}\left(\frac{e}{h_0 - a'} - 1\right). \tag{1.168}$$

В случаях $\left(\text{при больших значениях } \delta' = \frac{a'}{h_0}\right)$, когда значение

$$A_0 = \frac{Ne}{mbh_0^2R_и} \tag{1.169}$$

удовлетворяет условию

$$A_0 < 2\delta'(1 - \delta'), \tag{1.170}$$

сечение арматуры $F_а$ следует определять без учета наличия сжатой арматуры $F'_а$ по формуле

$$F_а = \frac{N}{mm_аR_а}\left(\frac{e}{\gamma_0h_0} - 1\right), \tag{1.171}$$

где γ_0 принимается по табл. 1.34 в соответствии с величиной A_0.

При соблюдении неравенства (1.170) или при

$$Ne < 2ma'(h_0 - a')\,bR_и \tag{1.172}$$

площадь арматуры $F_а$ легко определить без таблиц по формулам (1.173) и (1.174), соответствующим сечению с одиночной арматурой (т. е. в предположении, что $F'_а = 0$),

$$F_а = \frac{mbx_0R_и - N}{mm_аR_а}, \tag{1.173}$$

где

$$x_0 = h_0\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2Ne}{mbh_0^2R_и}}\right). \tag{1.174}$$

Заметим, что в отношении техники выполнения расчета следует придерживаться тех указаний, которые были даны выше для изгибаемых элементов с двойной арматурой (см. стр. 81).

При $e_0 \leqslant 0{,}3\,h_0$ площадь сечения арматуры $F_а$ определяется так, как было указано выше для случая, когда сечение арматуры $F'_а$ не задано, т. е. по формулам (1.156) и (1.157).

Пример. Требуется подобрать арматуру $F_а$ и $F'_а$ для внецентренно сжатого прямоугольного сечения. Расчетные данные: $M = 9{,}5$ *тм*; $N = 41{,}0$ *т*; $b = 30$ *см*; $h = 40$ *см*; $a = a' = 3{,}5$ *см*; марка бетона 200; $R_и = 100$ *кг/см²*; арматура горячекатаная периодического профиля из стали марки Ст.5; $R_а = 2400$ *кг/см²*; $\frac{l_0}{h} = 14$; $m = 1$; $m_а = 1$.

Определяем эксцентриситет e_0:

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{950}{41{,}0} = 23{,}2 \text{ см} > 0{,}3\,h_0$$

Так как $\frac{l_0}{h} > 10$, определяем коэффициент η, учитывающий гибкость.

Вычисляем

$$n_1 = \frac{N}{mbhR_и} = \frac{41\,000}{1 \times 30 \times 40 \times 100} = 0{,}342.$$

По графику (рис. 1.45 на стр. 101) устанавливаем, что при $n_1 = 0{,}342$ и $\frac{l_0}{h} = 14$ коэффициент η равен 1,20. Такое же значение можно получить и по формуле (1.138).

По формуле (1.154) вычисляем e:

$$e = e_0\eta + \frac{h}{2} - a = 23{,}2 \times 1{,}2 + \frac{40}{2} - 3{,}5 = 44{,}3 \textit{ см}.$$

Площадь сечения сжатой арматуры определяем по формуле (1.152)

$$F'_а = \frac{\frac{N}{m}e - 0{,}4\,bh_0^2R_и}{m_аR_а\,(h_0 - a')} = \frac{\frac{41\,000}{1} \times 44{,}3 - 0{,}4 \times 30 \times 36{,}5^2 \times 100}{1 \times 2400\,(36{,}5 - 3{,}5)} = 2{,}75 \textit{ см}^2.$$

Так как $\eta e_0 > 0{,}3\,h_0$, площадь сечения растянутой арматуры $F_а$ определяем по формуле (1.156)

$$F_а = \frac{0{,}55\,bh_0R_и - \frac{N}{m}}{m_аR_а} + F'_а = \frac{0{,}55 \times 30 \times 36{,}5 \times 100 - \frac{41\,000}{1}}{1 \times 2400} + 2{,}75 = 7{,}95 + 2{,}75 = 10{,}7 \textit{ см}^2.$$

Пример. Требуется подобрать арматуру $F_а$ и $F'_а$ для внецентренно сжатого прямоугольного сечения. Расчетные данные: $M = 9{,}5$ *тм*; $N = 20{,}5$ *т*; $b = 30$ *см*; $h = 40$ *см*; $a = a' = 3{,}5$ *см*; марка бетона 200; $R_и = 100$ *кг/см*²; арматура горячекатаная периодического профиля из стали марки Ст.5; $R_а = 2400$ *кг/см*²; $\frac{l_0}{h} < 10$; $m = 1$; $m_а = 1$.

Определяем эксцентриситет e_0:

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{950}{20{,}5} = 46{,}3 \textit{ см} > 0{,}3\,h_0 = 0{,}3 \times 36{,}5 = 11{,}0 \textit{ см}.$$

По формуле (1.153) вычисляем e:

$$e = e_0 + \frac{h}{2} - a = 46{,}3 + \frac{40}{2} - 3{,}5 = 62{,}8 \textit{ см}.$$

Площадь сжатой арматуры $F'_а$ вычисляем по формуле (1.152)

$$F'_а = \frac{\frac{N}{m}e - 0{,}4\,bh_0^2\,R_и}{m_аR_а\,(h_0 - a')} = \frac{\frac{20\,500}{1}\,62{,}8 - 0{,}4 \times 30 \times 36{,}5^2 \times 100}{1 \times 2400\,(36{,}5 - 3{,}5)} < 0.$$

Полученный отрицательный результат свидетельствует о том, что сжатая арматура по расчету не требуется.

Принимаем конструктивно сжатую арматуру в размере 0,2% от полезной площади сечения. Таким образом,

$$F'_а = 0{,}002\,bh_0 = 0{,}002 \times 30 \times 36{,}5 = 2{,}19 \textit{ см}^2.$$

В данном случае пользование формулой (1.156) для определения площади сечения растянутой арматуры $F_а$ недопустимо, так как по формуле (1.152) для $F'_а$ был получен отрицательный результат. Здесь для вычисления $F_а$ необходимо воспользоваться формулой (1.164).

По формуле (1.160) находим $M'_а$

$$M'_а = mF'_аm_аR_а\,(h_0 - a') = 1{,}0 \times 2{,}19 \times 1 \times 2400\,(36{,}5 - 3{,}5) = 173\,500 \textit{ кгсм}.$$

По формуле (1.159) определяем M_I:

$$M_I = Ne - M'_a = 20\,500 \times 62{,}8 - 173\,500 = 1\,116\,500 \text{ кгсм}.$$

Определяем по формуле (1.161) величину A_{0I}:

$$A_{0I} = \frac{M_I}{mbh_0^2R_и} = \frac{1\,116\,500}{1{,}0 \times 30 \times 36{,}5^2 \times 100} = 0{,}28.$$

По табл. 1.34 находим, что значению $A_{0I} = 0{,}28$ отвечает значение $\gamma_{0I} = 0{,}832$.

Так как неравенство (1.168) не соблюдается,

$$\gamma_{0I} = 0{,}832 < \frac{h_0 - a'}{h_0} = \frac{36{,}5 - 3{,}5}{36{,}5} = 0{,}905,$$

то площадь сечения растянутой арматуры определяем по формуле (1.164)

$$F_a = \frac{M_I}{m\gamma_{0I}h_0m_aR_a} + F'_a - \frac{N}{mm_aR_a} = \frac{1\,116\,500}{1{,}0 \times 0{,}832 \times 36{,}5 \times 1 \times 2400} +$$

$$+ 2{,}19 - \frac{20\,500}{1 \times 1 \times 2400} = 15{,}32 + 2{,}19 - 8{,}55 = 8{,}96 \text{ см}^2.$$

Установим целесообразность учета сжатой арматуры F'_a.

Для этого проверим соблюдение неравенства (1.172). Левая часть неравенства (1.172)

$$Ne = 20\,500 \times 62{,}8 = 1\,290\,000 \text{ кгсм}.$$

Правая часть неравенства (1.172)

$$2ma'(h_0 - a')bR_и = 2 \times 1{,}0 \times 3{,}5\,(36{,}5 - 3{,}5)\,30 \times 100 = 684\,000 \text{ кгсм}.$$

Так как неравенство (1.172) не соблюдается, то учет сжатой арматуры F'_a — целесообразен.

Пример. Пусть требуется определить сечение растянутой арматуры F_a при заданной сжатой арматуре F'_a.

Расчетные данные: $M = 0{,}45$ *тм*; $N = 1{,}95$ *т*; $b = 100$ *см*; $h = 8{,}0$ *см*; $a = a' = 2{,}4$ *см*; $h_0 = 8{,}0 - 2{,}4 = 5{,}6$ *см*; $F'_a = 6{,}02$ *см*²; марка бетона 200; $R_и = 100$ *кг/см*²; арматура из стали Ст.3; $R_a = 2100$ *кг/см*²; $\frac{l_0}{h} < 10$; $m = 1$; $m_a = 1$.

Определяем e_0 и e:

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{0{,}45}{1{,}95} = 0{,}23 \text{ м} = 23{,}0 \text{ см} > 0{,}3h_0 = 0{,}3 \times 5{,}6 = 1{,}68 \text{ см},$$

$$e = e_0 + \frac{h}{2} - a = 23{,}0 + \frac{8{,}0}{2} - 2{,}4 = 24{,}6 \text{ см}.$$

Так как $\delta' = \frac{a'}{h_0} = \frac{2{,}4}{8{,}0 - 2{,}4} = 0{,}43$ достаточно велико, то, прежде всего, целесообразно проверить, следует ли при определении F_a учитывать F'_a. Проверяем условие (1.170):

$$A_0 = \frac{Ne}{mbh_0^2R_и} = \frac{1950 \times 24{,}6}{1 \times 100 \times 5{,}6^2 \times 100} = 0{,}15;$$

$$2\delta'(1 - \delta') = 2 \times 0{,}43(1 - 0{,}43) = 0{,}49 > A_0 = 0{,}15.$$

Так как условие (1.170) соблюдено, то F_a следует определять без учета наличия сжатой арматуры F'_a.

По табл. 1.34 находим значение $\gamma_0 = 0{,}917$, соответствующее вычисленному значению A_0.

По формуле (1.171) определяем F_a:

$$F_a = \frac{N}{mm_aR_a}\left(\frac{e}{\gamma_0h_0} - 1\right) = \frac{1950}{1 \times 1 \times 2100}\left(\frac{24{,}6}{0{,}917 \times 5{,}6} - 1\right) = 3{,}53 \text{ см}^2.$$

Можно найти F_a также и непосредственно по формулам.

Найдем F_a по формулам (1.174) и (1.173) для сечения с одиночной арматурой:

$$x_0 = h_0\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2Ne}{mbh_0^2R_{и}}}\right) = 5{,}6\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1950 \times 24{,}6}{1 \times 100 \times 5{,}6^2 \times 100}}\right) = 0{,}94\ см,$$

$$F_а = \frac{mbx_0R_{и} - N}{mm_аR_а} = \frac{1 \times 100 \times 0{,}94 \times 100 - 1950}{1 \times 1 \times 2100} = 3{,}53\ см^2,$$

т. е. тот же результат, что и выше.

Если же определить площадь растянутой арматуры $F_а$ по формуле (1.168), т. е. с учетом наличия сжатой арматуры $F'_а$, то будем иметь:

$$F_а = \frac{N}{mm_аR_а}\left(\frac{e}{h_0 - a'} - 1\right) = \frac{1950}{1 \times 1 \times 2100} \times \left(\frac{24{,}6}{5{,}6 - 2{,}4} - 1\right) = 6{,}21\ см^2.$$

Учет сжатой арматуры приводит, в данном случае, к большому перерасходу растянутой арматуры, составляющему

$$\frac{6{,}21 - 3{,}55}{3{,}55} \cdot 100 = 75\%.$$

Пример. Требуется подобрать $F_а$ и $F'_а$ для внецентренно сжатого сечения. Расчетные данные: $M = 6{,}0$ *тм*; $N = 220{,}0$ *т*; $b = 50$ *см*; $h = 50$ *см*; $a = a' = 3{,}5$ *см*; марка бетона 150; арматура гладкая из стали Ст.3; $\frac{l_0}{h} < 10$; $m = 1$; $m_а = 1$.

Определяем e_0 и e:

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{600}{220} = 2{,}73\ см < 0{,}15h_0 = 0{,}15 \times 46{,}5 = 7{,}0\ см,$$

$$e = e_0 + \frac{h}{2} - a = 2{,}73 + \frac{50}{2} - 3{,}5 = 24{,}23\ см.$$

Определяем $F'_а$ по формуле (1.152):

$$F'_а = \frac{\frac{N}{m}e - 0{,}4bh_0^2R_{и}}{m_аR_а(h_0 - a')} = \frac{\frac{220\,000}{1}24{,}23 - 0{,}4 \times 50 \times 46{,}5^2 \times 80}{1 \times 2100(46{,}5 - 3{,}5)} = 20{,}8\ см^2.$$

Так как $e_0 < 0{,}15h_0$, то определяем $F_а$ по формуле (1.157)

$$F_а \geqslant \frac{\frac{N}{m}(h_0 - e - a') - 0{,}4b(h - a')^2R_{и}}{m_аR_а(h_0 - a')} =$$

$$= \frac{\frac{220\,000}{1}(46{,}5 - 24{,}23 - 3{,}5) - 0{,}4 \times 50(50 - 3{,}5)^2 \times 80}{1 \times 2100(46{,}5 - 3{,}5)} = 7{,}4\ см^2.$$

Сечения с симметричной арматурой

Внецентренно сжатые элементы следует проектировать с симметричной арматурой при действии моментов, близких по величине и обратных по знаку, а также и в тех случаях, когда суммарное сечение арматуры при симметричном армировании превышает не более чем на 5% суммарное сечение арматуры при несимметричном армировании.

Расчет внецентренно сжатых элементов прямоугольного сечения с симметричной арматурой производится следующим образом:

1) при $\frac{N}{mbh_0R_{и}} \leqslant 0{,}55$

$$F_а = F'_а = \frac{e - h_0\left(1 - 0{,}5\frac{N}{mbh_0R_{и}}\right)}{h_0 - a'} \cdot \frac{N}{mm_аR_а}. \qquad (1.175)$$

В случае, когда

$$\frac{N}{mbh_0R_и} \leqslant \frac{2a'}{h_0},$$

следует определить F_a по формуле (1.168) и принять $F'_a = F_a$. При больших значениях $\delta' = \frac{a'}{h_0}$ в случаях, когда $\frac{N}{mbh_0R_и} < \frac{2a'}{h_0}\frac{h_0 - a'}{e}$ следует определить площадь арматуры F_a по формулам (1.171) или (1.173) и затем принять $F'_a = F_a$;

2) при $\frac{N}{mbh_0R_и} > 0{,}55$

$$F_a = F'_a = \frac{\frac{N}{m}e - 0{,}4bh_0^2R_и}{m_aR_a(h_0 - a')}. \qquad (1.176)$$

При отношении $\frac{l_0}{h} > 10$ влияние гибкости учитывают так же, как и при несимметричном армировании.

Расчет внецентренно сжатых элементов прямоугольного сечения с симметричной арматурой можно производить по табл. 1.45 и 1.46. Табл. 1.45 составлена для $a = a' = 0{,}05h$; табл. 1.46 для $a = a' = 0{,}08h$.

В табл. 1.45 и 1.46 приведены значения величин n_1 в зависимости от относительного эксцентриситета $\frac{e_0}{h}\left(\text{или при учете гибкости от } \frac{e_0}{h}\eta\right)$ и процента армирования $\mu_1 = \mu'_1$ или $\alpha_1 = \alpha'_1$.

В случае применения арматуры с расчетным сопротивлением, отличающимся от $R_a = 2400$ *кг/см²*, приведенные в графе для $R_a = 2400$ *кг/см²* значения процентов армирования должны быть умножены на коэффициент $\frac{2400}{m_aR_a}$.

Порядок определения площади сечения симметричной арматуры $F_a = F_a'$ по табл. 1.45 и 1.46.

Вычисляют

$$n_1 = \frac{N}{mbhR_и} \text{ и } \frac{e_0}{h} = \frac{M}{Nh}.$$

При необходимости учета влияния гибкости $\left(\text{если } \frac{l_0}{h} > 10\right)$ определяют по графику (рис. 1.45) или по формуле (1.138) значение η и вычисляют величину $\frac{e_0}{h}\eta$.

По табл. 1.45 или 1.46 для значения $\frac{e_0}{h}$ или $\frac{e_0}{h}\eta$ и n_1 находят в зависимости от принятых расчетных сопротивлений бетона и арматуры значение $\mu_1 = \mu'_1$ или $\alpha_1 = \alpha'_1$.

Площадь сечения арматуры определяется по формуле

$$F_a = F'_a = \frac{\mu_1bh}{100},$$

или

$$F_a = F'_a = \alpha_1bh\frac{R_и}{m_aR_a}.$$

Пример. Требуется подобрать симметричную арматуру ($F_a = F'_a$) для внецентренно сжатого прямоугольного сечения.

Расчетные данные те же, что и в примере на стр. 116.

Вычисляем:

$$n = \frac{N}{mbh_0R_и} = \frac{41\,000}{1 \times 30 \times 36{,}5 \times 100} = 0{,}375.$$

Так как имеет место случай

$$\frac{2a'}{h_0} < \frac{N}{mbh_0R_и} < 0{,}55,$$

пользуемся формулой (1.175)

$$F_а = F'_а = \frac{e - h_0\left(1 - 0{,}5\frac{N}{mbh_0R_и}\right)}{h_0 - a'} \cdot \frac{N}{mm_аR_а} =$$

$$= \frac{44{,}3 - 36{,}5\left(1 - 0{,}5\frac{41\,000}{1 \times 30 \times 36{,}5 \times 100}\right)}{36{,}5 - 3{,}5} \cdot \frac{41\,000}{1 \times 1 \times 2400} = 7{,}6\ см^2.$$

Произведем расчет по таблице.

Вычисляем

$$n_1 = \frac{N}{mbhR_и} = \frac{41\,000}{1 \times 30 \times 40 \times 100} = 0{,}34;$$

$$\frac{e_0}{h}\eta = \frac{23{,}2}{40} \times 1{,}20 = 0{,}70.$$

Так как в данном случае $a = a' \approx 0{,}08h$, то, пользуясь табл. 1.46, находим $\mu_1 = \mu'_1 = 0{,}63\%$.

Таким образом,

$$F_а = F'_а = \frac{\mu_1 bh}{100} = \frac{0{,}63 \times 30 \times 40}{100} = 7{,}56\ см^2,$$

т. е. то же, что было вычислено по формулам.

При арматуре, имеющей иное расчетное сопротивление, чем $R_а = 2400\ кг/см^2$, указанное в верхних строках табл. 1.45 и 1.46, следует умножить значения $\mu_1 = \mu_1$ или $F_а = F'_а$ на отношение $\frac{2400}{m_аR_а}$. Вместо этого можно также пользоваться строкой для $\alpha_1 = \alpha'_1$, которая дает возможность получить результат при любых марках бетона и стали.

Проверка заданного сечения

Ниже приведены формулы для проверки заданного сечения при несимметричной и симметричной арматурах.

Так как формулы для проверки сечения сложнее, чем для подбора сечения, то иногда вместо прямого решения задачи (т. е. проверки сечения) можно воспользоваться следующим приемом:

а) вычисляем при заданном количестве сжатой арматуры $F'_а$ необходимое количество растянутой арматуры $F_а$ (при данных M, $R_и$, $R_а$, h и h_0);

б) сравниваем вычисленное значение для $F_а$ с заданным. Если вычисленное значение $F_а$ не превосходит заданного, то железобетонное сечение в целом достаточно.

Сечения с несимметричной арматурой

Наименьшая возможная несущая способность сечения при заданных размерах сечения, эксцентриситете e_0, площади сечения арматур $F_а$ и $F'_а$ и расчетных сопротивлениях бетона и арматуры определяется по формуле

$$[N] = m\frac{F'_аm_аR_а(h_0 - a') + 0{,}4bh_0^2R_и}{e}. \qquad (1.177)$$

Величина $[N]$, полученная по формуле (1.177), соответствует продольной силе, воспринимаемой сечением в случаях, когда это обусловлено сопротивлением сжатой зоны бетона, т. е. когда полученное значение $[N]$ удовлетворяет условию

$$\frac{[N]}{m} + (F_а - F'_а)\,m_аR_а \geqslant 0{,}55bh_0R_и. \qquad (1.178)$$

При несоблюдении условия (1.178) величина воспринимаемой расчетной продольной силы обусловлена сопротивлением растянутой арматуры и должна определяться по формуле

$$[N] = m\,[bxR_{и} - (F_{а} - F'_{а})\,m_{а}R_{а}], \qquad (1.179)$$

высота сжатой зоны бетона x определяется по формуле

$$x = h_0 - e + \sqrt{(h_0 - e)^2 + \frac{2\,(F_{а}e \mp F'_{а}e')\,m_{а}R_{а}}{bR_{и}}}\,. \qquad (1.180)$$

В формуле (1.180) знак минус во второй скобке под корнем принимается при $e > h_0 - a'$. В этом случае $e' = e - (h_0 - a')$. Знак плюс принимается при $e < h_0 - a'$. При этом $e' = h_0 - a' - e$. При $e = h_0 - a'$ получаем $e' = 0$.

Величина x может быть также определена по графику (рис. 1.48). Для этого вычисляется

$$\bar{\alpha} = \alpha - \alpha'\,\frac{e - (h_0 - a')}{e},$$

где

$$\alpha = \frac{F_{а}m_{а}R_{а}}{bh_0R_{и}} \quad \text{и} \quad \alpha' = \frac{F'_{а}m_{а}R_{а}}{bh_0R_{и}}.$$

По значению величины $\bar{\alpha}$ и по отношению $\frac{h_0}{e}$, пользуясь графиком, определяем значение $\frac{x}{h_0}$ и величину x.

Если в результате вычисления x по формуле (1.180) или по графику (рис. 1.48) окажется, что $x \leqslant 2a'$, расчетная продольная сила $[N]$, воспринимаемая сечением, определяется по формуле

$$[N] = m\,\frac{F_{а}m_{а}R_{а}\,(h_0 - a')}{e - (h_0 - a')}\,. \qquad (1.181)$$

При больших значениях $\delta = \frac{a'}{h_0}$ в случаях, когда $x_0 < 2a'$, где x_0 — высота сжатой зоны, определяемая без учета сжатой арматуры, величину продольной силы $[N]$ следует определять без учета арматуры $F'_{а}$ по формуле

$$[N] = m\,(bx_0R_{и} - F_{а}m_{а}R_{а}). \qquad (1.182)$$

Высоту сжатой зоны x_0 можно определять по формуле (1.183) или по графику (рис. 1.48), принимая значение $\bar{\alpha} = \alpha$:

$$x_0 = h_0 - e + \sqrt{(h_0 - e)^2 + 2\,\frac{F_{а}m_{а}R_{а}}{bR_{и}}\,e}. \qquad (1.183)$$

При малых эксцентриситетах продольной силы, при

$$e_0 \leqslant 0{,}3h_0,$$

когда все сечение сжато, величина расчетной продольной силы, воспринимаемой сечением, может быть обусловлена прочностью сжатой зоны со стороны арматуры $F_{а}$, в связи с чем в этих случаях необходима дополнительная проверка по формуле

$$[N] = m\,\frac{F_{а}m_{а}R_{а}\,(h_0 - a') + 0{,}4bh'^2_0R_{и}}{e'}\,, \qquad (1.184)$$

причем, если эксцентриситет

$$e_0 \leqslant 0,15h_0,$$

то проверку следует производить во всех случаях; если эксцентриситет

$$0,3h_0 \geqslant e_0 > 0,15h_0,$$

то проверку следует производить во всех случаях при применении бетонов низких марок (ниже 150), а для бетонов марок 150 и выше — лишь при армировании сечения сжатой арматурой (F'_a) более 2%.

При арматуре из стали 25ГС с расчетным сопротивлением $R_a = 3400$ *кг/см²* и бетоне марки 200 и ниже проверку по формуле (1.184) следует производить в случаях, когда

$$e_0 \leqslant 0,2h_0.$$

В качестве окончательного значения величины расчетной продольной силы, воспринимаемой сечением, следует принять меньшее из двух значений, вычисленных по формулам (1.177) и (1.184).

При необходимости учета влияния гибкости (если $\frac{l_0}{h} > 10$) величина расчетной продольной силы $[N]$ определяется по формулам (1.177) — (1.184) путем последовательных приближений. Для этого сначала необходимо задаться значением наименьшей несущей способности $[N]$ и вычислить, пользуясь формулой (1.138) или графиком (рис. 1.45), коэффициент η. В качестве наименьшей несущей способности $[N]$ вначале следует принять заданное значение расчетной продольной силы N. Подставляя η в формулу (1.154), определяем эксцентриситет e, входящий в формулы (1.177) — (1.184), по одной из которых и вычисляется значение $[N]$. Расчет необходимо повторять до достаточно близкого совпадения этого значения с тем, которым задались для определения η.

Если нет необходимости в определении точного значения действительной несущей способности заданного сечения, а можно ограничиться только установлением его достаточности, то задача значительно упрощается. В этом случае достаточно только установить, что первое приближенное значение $[N]$ больше заданной продольной силы N, т. е. $[N] \geqslant N$.

В формуле (1.184) коэффициент η не учитывается независимо от гибкости элемента.

Сечения с симметричной арматурой

Расчетная продольная сила $[N]$, воспринимаемая сечением элемента при заданных размерах сечения, эксцентриситете, площадях сечения арматуры и расчетных сопротивлениях бетона и арматуры, определяется по формуле

$$[N] = m\frac{0,4bh_0^2R_и + F'_a m_a R_a (h_0 - a')}{e}. \qquad (1.185)$$

Если окажется, что полученное значение

$$\frac{[N]}{mbh_0R_и} < 0,55, \qquad (1.186)$$

то величина воспринимаемой сечением расчетной продольной силы должна быть вновь определена по формуле

$$[N] = mbxR_и, \qquad (1.187)$$

где x — высота сжатой зоны, определяемая по формуле

$$x = h_0 - e + \sqrt{(h_0 - e)^2 + 2\,\frac{F_a m_a R_a (h_0 - a')}{bR_и}}. \qquad (1.188)$$

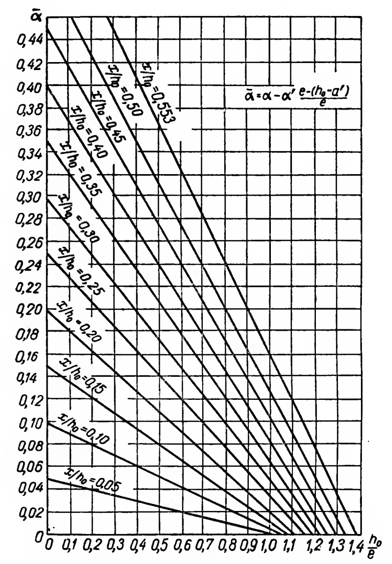


Рис. 1. 48. График для определения высоты сжатой зоны при расчете внецентренно сжатых элементов с прямоугольным сечением.

Если значение вычисленной по формуле (1.188) или по графику (рис. 1.48) при $\alpha = \alpha'$ высоты сжатой зоны $x < 2a'$, то величину продольной силы $[N]$ следует определять по формуле (1.181).

При больших значениях $\delta' = \frac{a'}{h_0}$ в случаях, когда $x_0 < 2a'$, где x_0 — высота сжатой зоны, определяемая без учета сжатой арматуры по фор-

муле (1.183) или по графику при $\bar{\alpha} = \alpha$, величину продольной силы $[N]$ следует определять по формуле (1.182).

При необходимости учета влияния гибкости $\left(\frac{l_0}{h} > 10\right)$ расчетная продольная сила $[N]$ определяется по формулам (1.185) и (1.187) путем последовательных приближений с учетом коэффициента η, который учитывается при вычислении e по формуле (1.154).

Проверку сечений внецентренно сжатых элементов прямоугольного сечения с симметричной арматурой можно производить по табл. 1.45 и 1,46; при этом порядок расчета следующий.

Определяют значение

$$\frac{e_0}{h} = \frac{M}{Nh} \text{ или } \frac{e_0}{h}\eta$$

и

$$\mu_1 = \mu_1' = \frac{F_a}{bh} 100 \text{ или } \alpha_1 = \alpha_1' = \frac{F_a}{bh} \cdot \frac{m_a R_a}{R_и}.$$

В табл. 1.45 и 1.46 в зависимости от отношения $\frac{a}{h}$ находят значение n_1, соответствующее величинам $\frac{e_0}{h}$ $\left(\text{или } \frac{e_0}{h}\ \eta\right)$ и $\mu = \mu_1'$ (или $\alpha_1 = \alpha_1'$).

Определяют $[N]$ по формуле

$$[N] = mn_1 bhR_и.$$

Пример. Необходимо проверить сечение при следующих данных: $M = 0{,}55$ *тм*; $N = 2{,}42$ *т*; $b = 100$ *см*; $h = 8{,}0$ *см*; $a = a' = 2{,}4$ *см*; $h_0 = 8{,}0 - 2{,}4 = 5{,}6$ *см*; $F_a = F_a' = 6{,}02$ *см*^{2}; марка бетона 150; $R_и = 80$ *кг/см*^{2}; арматура круглая из стали марки Ст. 3; $R_a = 2100$ *кг/см*^{2}; $\frac{l_0}{h} < 10$; $m = 1$; $m_a = 1$.

Вычисляем e_0 и e:

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{0{,}55}{2{,}42} = 0{,}227 \text{ м} = 22{,}7 \text{ см},$$

$$e = e_0 + \frac{h}{2} - a = 22{,}7 + \frac{8{,}0}{2} - 2{,}4 = 24{,}3 > 0{,}3h_0 = 0{,}3 \times 5{,}6 = 1{,}68 \text{ см}.$$

Так как $\delta' = \frac{a'}{h_0} = \frac{2{,}4}{5{,}6} = 0{,}43$ достаточно велико, то следует, прежде всего, проверить целесообразность учета сжатой арматуры F_a' при установлении несущей способности сечения.

Проверяем условие (1.170)

$$A_0 = \frac{Ne}{mbh_0^2 R_и} = \frac{2420 \times 24{,}3}{1{,}0 \times 100 \times 5{,}6^2 \times 80} = 0{,}234,$$

$$2\delta'(1 - \delta') = 2 \cdot 0{,}43(1 - 0{,}43) > A_0 = 0{,}234.$$

Так как условие (1.170) соблюдено, то учет арматуры F_a' нецелесообразен.

По табл. 1.34 для $A_0 = 0{,}234$ находим $\gamma_0 = 0{,}865$. По формуле (1.171) определяем необходимую площадь сечения арматуры F_a для восприятия заданной продольной силы

$$F_a = \frac{N}{mm_a R_a}\left(\frac{e}{\gamma_0 h_0} - 1\right) = \frac{2420}{1{,}0 \times 1{,}0 \times 2100}\left(\frac{24{,}3}{0{,}865 \times 5{,}6} - 1\right) =$$
$$= 4{,}63 \text{ см}^2 < 6{,}02 \text{ см}^2.$$

Так как необходимое сечение арматуры F_a меньше заданного, то прочность заданного сечения элемента вполне достаточна.

Покажем второй прием определения несущей способности сечения при расчете непосредственно по формулам.

По формуле (1.183) вычисляем x_0 для сечения с одиночной арматурой

$$x_0 = h_0 - e + \sqrt{(h_0 - e)^2 + 2\frac{F_a m_a R_a}{bR_и} e} =$$
$$= 5{,}6 - 24{,}3 + \sqrt{(5{,}6 - 24{,}3)^2 + 2\frac{6{,}02 \times 1 \times 2100}{100 \times 80} 24{,}3} = 1{,}96 \text{ см}.$$

Так как $x_0 = 1{,}96$ *см* $< 2a' = 2 \times 2{,}4 = 4{,}8$ *см*, то сжатая арматура F'_a учету не подлежит.

По формуле (1.182) для сечения с одиночной арматурой окончательно устанавливаем

$$[N] = m\,(bx_0R_и - F_am_aR_a) = 1\,(100 \times 1{,}96 \times 80 - 6{,}02 \times 1 \times 2100) = 3000 \text{ кг} = 3{,}00 \text{ т} > N = 2{,}42 \text{ т}.$$

Так как воспринимаемая сечением продольная сила больше заданной, то прочность сечения достаточна.

Элементы с тавровой формой сечения

Расчет внецентренно сжатых элементов таврового сечения с полкой, расположенной у наиболее сжатой грани сечения, производится следующим образом:

а) если нейтральная ось проходит внутри полки, то расчет производится, как и для прямоугольного сечения шириной $b_п$;

б) если нейтральная ось пересекает ребро, учитывается сжатие в ребре. Вводимая в расчет ширина полки принимается в соответствии с указаниями для изгибаемых элементов таврового сечения (стр. 69).

Внецентренно сжатые элементы таврового сечения рекомендуется рассчитывать по следующим указаниям.

1. Сжатая арматура F'_a необходима в том случае, когда

$$A_0 = \frac{Ne}{mbh_0^2R_и} > A_{0_{max}}, \tag{1.189}$$

где $A_{0_{max}}$ — величина, определяемая по формуле (1.77).

Необходимая площадь сечения сжатой арматуры F_a определяется по формуле

$$F'_a = \frac{\frac{N}{m}e - A_{0_{max}}bh_0^2R_и}{m_aR_a\,(h_0 - a')}. \tag{1.190}$$

Площадь сечения арматуры F_a определяется по формуле

$$F_a = \alpha_{max}\frac{R_и}{m_aR_a}bh_0 + F'_a - \frac{N}{mm_aR_a}, \tag{1.191}$$

где α_{max} — величина, определяемая по формулам (1.79) и (1.80);

2. При

$$A_0 = \frac{Ne}{mbh_0^2R_и} < A_{0_{max}} \tag{1.192}$$

сжатая арматура F'_a по расчету не требуется.

При необходимости увеличения площади сечения сжатой арматуры (по конструктивным соображениям), а также при заданной арматуре F'_a, площадь сечения которой должна быть во всех случаях не меньше, чем при расчете по формуле (1.190), площадь сечения арматуры F_a определяется следующим образом.

1. При

$$A_{II} = A_0 - \frac{F'_am_aR_a\,(h_0 - a')}{bh_0^2R_и} \leqslant A_{оп}, \tag{1.193}$$

где

$$A_{оп} = \frac{b_п}{b} \cdot \frac{h_п}{h_0}\left(1 - 0{,}5\frac{h_п}{h_0}\right).$$

расчет производится, как для прямоугольного сечения шириной $b_п$. Площадь сечения арматуры в этом случае определяется по формуле

$$F_а = F_{аII} + F'_а - \frac{N}{mm_аR_а}, \quad (1.194)$$

где $F_{аII}$ — площадь сечения арматуры, определяемая, как для изгибаемого элемента прямоугольного сечения шириной $b_п$ с одиночным армированием по моменту M_{II}.

Величина M_{II} определяется по формуле

$$M_{II} = \frac{N}{m}e - F'_аm_аR_а(h_0 - a'); \quad (1.195)$$

2. При

$$A_{II} = A_0 - \frac{F'_аm_аR_а(h_0 - a')}{bh_0^2R_и} > A_{оп}, \quad (1.196)$$

площадь сечения арматуры $F_а$ определяется по формуле

$$F_а = F_{аI} + 0{,}8(b_п - b)h_п\frac{R_и}{m_аR_а} + F'_а - \frac{N}{mm_аR_а}, \quad (1.197)$$

где $F_{аI}$ — площадь сечения арматуры, определяемая, как и при расчете прямоугольных изгибаемых элементов шириной b с одиночным армированием, по моменту M_I.

Величина M_I определяется по формуле

$$M_I = Ne - M_{св} - mF'_аm_аR_а(h_0 - a'), \quad (1.198)$$

где $M_{св}$ — момент, воспринимаемый свесами полки, определяется по формуле

$$M_{св} = 0{,}8mR_и(b_п - b)\left(h_0 - \frac{h_п}{2}\right)h_п. \quad (1.199)$$

Если при расчете по формуле (1.197) значение величины $F_а$ получается отрицательным и, следовательно, растянутая арматура не нужна, арматуру $F_а$ следует дополнительно определить по формуле

$$F_а = \frac{\frac{N}{m}(h_0 - a' - e) - R_{пр}S'_0}{m_аR_а(h_0 - a')}, \quad (1.200)$$

где S'_0 — статический момент площади всего сечения бетона относительно центра тяжести сечения арматуры $F'_а$.

Значение S'_0 должно приниматься не более величины $0{,}55\,bh_0^2$.

При учете гибкости внецентренно сжатых элементов таврового сечения в формулах (1.189) — (1.199) величина e принимается равной

$$e = e_0\eta + h_0 - y, \quad (1.201)$$

где y — расстояние от грани полки до оси, проходящей через центр тяжести бетонного сечения.

В формуле (1.200) независимо от гибкости элемента значение e принимается равным

$$e = e_0 + h_0 - y. \quad (1.201а)$$

Величина y может быть определена по графику (рис. 1.103).

Элементы с кольцевой (трубчатой) формой сечения

Расчет внецентренно сжатых элементов кольцевого (трубчатого) сечения с арматурой равномерно распределенной по периметру (рис. 1.37), производится следующим образом:

Случай 1:

$$n_1 = \frac{N}{mFR_и} \leqslant 0{,}5; \qquad (1.202)$$

$$Ne_0\eta \leqslant m\frac{1}{\pi}\left(FR_и\frac{r_1+r_2}{2} + 2F_a m_a R_a r_a\right)\sin\frac{\pi\left(\frac{N}{m} + F_a m_a R_a\right)}{FR_и + 2F_a m_a R_a}. \qquad (1.203)$$

Расчет внецентренно сжатых по случаю 1 элементов кольцевого сечения рекомендуется производить по табл. 1.47.

Таблица 1.47

Значения $\frac{e_0}{r_a}\eta$ для расчета кольцевых (трубчатых) сечений внецентренно сжатых элементов с арматурой, равномерно распределенной по периметру

α \ n_1	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50
0,05	1,454	1,262	1,146	1,059	0,982	0,910	0,840	0,770	0,700
0,10	1,910	1,550	1,350	1,212	1,103	1,008	0,922	0,842	0,764
0,15	2,351	1,829	1,549	1,362	1,221	1,105	1,004	0,919	0,828
0,20	2,779	2,101	1,742	1,509	1,339	1,202	1,086	0,984	0,891
0,25	3,195	2,365	1,931	1,654	1,454	1,297	1,168	1,055	0,955
0,30	3,601	2,625	2,117	1,797	1,568	1,392	1,249	1,126	1,019
0,35	3,999	2,879	2,300	1,938	1,682	1,487	1,330	1,197	1,082
0,40	4,389	3,129	2,481	2,077	1,795	1,581	1,411	1,268	1,146
0,45	4,772	3,375	2,659	2,215	1,907	1,675	1,491	1,339	1,210
0,50	5,150	3,619	2,835	2,353	2,018	1,769	1,572	1,410	1,273
0,55	5,523	3,859	3,011	2,489	2,129	1,862	1,652	1,482	1,337
0,60	5,891	4,097	3,185	2,624	2,240	1,955	1,733	1,552	1,401
0,65	6,253	4,334	3,357	2,759	2,350	2,048	1,813	1,623	1,464
0,70	6,616	4,568	3,529	2,894	2,460	2,141	1,894	1,694	1,528
0,75	6,973	4,800	3,699	3,027	2,569	2,233	1,974	1,765	1,592
0,80	7,328	5,031	3,869	3,161	2,678	2,326	2,054	1,836	1,655

$$n_1 = \frac{N}{FR_и}; \qquad r_a = \frac{r_2 + r_1}{2};$$

$$\alpha = \frac{F_a m_a R_a}{FR_и}.$$

Размерности: N — *кг*; r_1, r_2 и r_a — *см*; F_a и F — *см*²; R_a и $R_и$ — *кг/см*².

Примечание. При гибкости $\frac{l_0}{D} \leqslant 8$ значение коэффициента $\eta = 1$.

Случай 2:

$$n_1 = \frac{N}{mFR_и} > 0{,}5; \qquad (1.204)$$

$$N(e_0\eta + r_a) = m\left(R_{пр}F + \frac{2}{3}F_a m_a R_a\right)r_a. \qquad (1.205)$$

Площадь сечения всей арматуры F_a при заданном сечеиии бетона определяется для случая 2 по формуле

$$F_a = 1{,}5\frac{\frac{N}{m}\left(\frac{e_0}{r_a}\eta + 1\right) - FR_{пр}}{m_a R_a}. \qquad (1.206)$$

При гибкости внецентренно сжатых элемеитов кольцевого сечеиия $\frac{l_0}{D} \leqslant 8$ коэффициент η принимается равным единице.

Элементы с круглой формой сечеиия

Расчет внецентренно сжатых элементов круглого сечения с арматурой, равномерно распределеиной по периметру (рис. 1.49), производится следующим образом:

Случай 1:

$$\varphi \leqslant 95°,$$

где φ — половииа центрального угла, охватывающего сжатую зону сечения элемеита.

$$N \leqslant m\left[\frac{\varphi - \sin\varphi\cos\varphi}{\pi} R_и F + \left(1 - \frac{2\varphi}{\pi}\right) F_a m_a R_a\right]; \qquad (1.207)$$

$$Ne_0\eta \leqslant m\left[\frac{\sin^3\varphi}{3\pi} FDR_и + \frac{\sin\varphi}{\pi}(D - 2a) F_a m_a R_a\right]. \qquad (1.208)$$

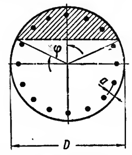


Рис. 1. 49. Круглое сечение внецентренно сжатого элемента.

Случай 2:

$$\varphi > 95°,$$

$$N(e_0\eta + r_a) \leqslant m\left(R_{пр}F + \frac{2}{3} F_a m_a R_a\right) r_a. \qquad (1.209)$$

Площадь сечения всей арматуры F_a при заданном сечеиии бетона определяется для случая 2 так же, как и для кольцевых сечений по формуле (1.206).

При гибкости виецентренно сжатых элементов круглого сечеиия $\frac{l_0}{D} \leqslant 8$ коэффициент η принимается равным единице.

Расчет виецентренно сжатых элементов круглого сечеиия рекомендуется производить по табл. 1.48 и 1.49.

Табл. 1.48 составлена для $a = 0{,}05D$; табл. 1.49 для $a = 0{,}08D$.

Таблица 1.48

Значения n_1 для расчета круглых сечений внецентренно сжатых элементов с арматурой, равномерно распределенной по периметру

$a = 0{,}05\,D$

R_a = 2400 кг/см²	Марка бетона		Процент армирования μ_1													
		150	0,27	0,40	0,53	0,67	0,80	0,93	1,07	1,20	1,34	1,47	1,60	1,73	2,00	2,27
		200	0,34	0,50	0,67	0,84	1,00	1,17	1,34	1,50	1,67	1,84	2,00	2,16	2,50	2,84
		300	0,64	0,80	1,07	1,34	1,61	1,86	2,14	2,40	2,67	2,94	3,20	3,46	4,00	4,54
		400	0,70	1,05	1,40	1,75	2,10	2,45	2,80	3,14	3,50	3,86	4,20	4,55	5,24	5,95
$\frac{e_0}{D}\eta$ \ α_1			0,08	0,12	0,16	0,20	0,24	0,28	0,32	0,36	0,40	0,44	0,48	0,52	0,60	0,68
0			0,88	0,92	0,96	1,00	1,04	1,08	1,12	1,16	1,20	1,24	1,28	1,32	1,40	1,48
0,05			0,77	0,79	0,82	0,84	0,86	0,89	0,91	0,94	0,96	0,98	1,01	1,03	1,08	1,13
0,10			0,70	0,72	0,74	0,76	0,79	0,81	0,83	0,85	0,87	0,89	0,92	0,94	0,98	1,03
0,15			0,64	0,66	0,68	0,70	0,72	0,74	0,76	0,78	0,80	0,82	0,84	0,86	0,90	0,94
0,20			0,59	0,61	0,63	0,65	0,67	0,68	0,70	0,72	0,74	0,75	0,78	0,79	0,83	0,87
0,25			0,51	0,56	0,58	0,60	0,62	0,63	0,65	0,67	0,69	0,71	0,72	0,74	0,77	0,81
0,30			0,42	0,46	0,51	0,54	0,57	0,59	0,61	0,62	0,64	0,66	0,67	0,69	0,72	0,75
0,35			0,34	0,39	0,43	0,46	0,50	0,53	0,56	0,59	0,60	0,62	0,63	0,65	0,68	0,71
0,40			0,28	0,32	0,36	0,40	0,43	0,46	0,49	0,52	0,55	0,58	0,59	0,61	0,64	0,66
0,45			0,23	0,27	0,31	0,35	0,38	0,41	0,44	0,46	0,49	0,52	0,54	0,56	0,60	0,63
0,50			0,19	0,23	0,27	0,30	0,33	0,36	0,39	0,41	0,44	0,46	0,48	0,51	0,55	0,59
0,55			0,15	0,20	0,23	0,26	0,29	0,32	0,35	0,37	0,40	0,42	0,44	0,46	0,51	0,55
0,60			0,13	0,17	0,20	0,23	0,26	0,29	0,31	0,34	0,36	0,38	0,40	0,42	0,46	0,50
0,65			0,11	0,15	0,18	0,21	0,24	0,26	0,28	0,31	0,33	0,35	0,37	0,39	0,43	0,46
0,70			0,10	0,13	0,16	0,19	0,21	0,24	0,26	0,28	0,30	0,32	0,34	0,36	0,39	0,43
0,75			0,09	0,12	0,15	0,17	0,19	0,22	0,24	0,26	0,28	0,30	0,31	0,33	0,37	0,40
0,80			0,08	0,11	0,13	0,16	0,18	0,20	0,22	0,24	0,26	0,27	0,29	0,31	0,34	0,37
0,85			0,07	0,10	0,12	0,14	0,16	0,18	0,20	0,22	0,24	0,25	0,27	0,29	0,32	0,35
0,90			0,07	0,09	0,11	0,13	0,15	0,17	0,19	0,21	0,22	0,24	0,25	0,27	0,30	0,33
0,95			0,06	0,08	0,10	0,12	0,14	0,16	0,18	0,19	0,21	0,22	0,24	0,25	0,28	0,31
1,00			0,06	0,08	0,10	0,12	0,13	0,15	0,17	0,18	0,20	0,21	0,22	0,24	0,27	0,29
1,10			0,05	0,07	0,09	0,10	0,12	1,13	0,15	0,16	0,17	0,19	0,20	0,21	0,24	0,26
1,20			0,04	0,06	0,08	0,09	0,11	0,12	0,13	0,15	0,16	0,17	0,18	0,19	0,22	0,24
1,30			0,04	0,05	0,07	0,08	0,10	0,11	0,12	0,13	0,14	0,15	0,17	0,18	0,20	0,22
1,40			0,04	0,05	0,06	0,07	0,09	0,10	0,11	0,12	0,13	0,14	0,15	0,16	0,18	0,20
1,50			0,03	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09	0,10	0,11	0,12	0,13	0,14	0,15	0,17	0,19
1,75			0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09	0,10	0,10	0,11	0,12	0,13	0,14	0,16
2,00			0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,06	0,07	0,09	0,09	0,10	0,10	0,11	0,12	0,14
2,25			0,02	0,03	0,04	0,04	0,05	0,06	0,07	0,07	0,08	0,08	0,09	0,10	0,11	0,12
2,50			0,02	0,02	0,03	0,04	0,04	0,05	0,06	0,06	0,07	0,07	0,08	0,09	0,10	0,11
2,75			0,02	0,02	0,03	0,03	0,04	0,05	0,05	0,06	0,06	0,07	0,07	0,08	0,09	0,10
3,00			0,01	0,02	0,03	0,03	0,04	0,04	0,05	0,05	0,06	0,06	0,07	0,07	0,08	0,08
4,00			0,01	0,01	0,02	0,02	0,03	0,03	0,03	0,04	0,04	0,05	0,05	0,05	0,06	0,07
5,00			0,01	0,01	0,02	0,02	0,02	0,02	0,03	0,03	0,03	0,04	0,04	0,04	0,05	0,05

$$n_1 = \frac{N}{mFR_и}; \quad \frac{e_0}{D}\eta = \frac{M}{ND}\eta; \quad \alpha_1 = \frac{F_a m_a R_a}{FR_и}; \quad \mu_1\% = \frac{F_a}{F}100 = \alpha_1 \frac{R_и}{m_a R_a}100.$$

Размерности: M — *кгсм*; N — *кг*; D — *см*; F и F_a — *см*²; R_a и $R_и$ — *кг/см*².

Примечание. При гибкости $\frac{l_0}{D} < 8$ значения коэффициента $\eta = 1$.

Таблица 1.49

Значения n_1 для расчета круглых сечений внецентренно сжатых элементов с арматурой, равномерно распределенной по периметру

$a = 0{,}08\,D$

$R_а$ = 2400 кг/см²	Марка бетона		Процент армирования μ_1													
		150	0,27	0,40	0,53	0,67	0,80	0,93	1,07	1,20	1,34	1,47	1,60	1,73	2,00	2,27
		200	0,34	0,50	0,67	0,84	1,00	1,17	1,34	1,50	1,67	1,84	2,00	2,16	2,50	2,84
		300	0,54	0,80	1,07	1,34	1,61	1,86	2,14	2,40	2,67	2,94	3,20	3,46	4,00	4,54
		400	0,70	1,05	1,40	1,75	2,10	2,45	2,80	3,14	3,50	3,86	4,20	4,55	5,24	5,95
$\frac{e_0}{D}\eta$ \ α_1			0,08	0,12	0,16	0,20	0,24	0,28	0,32	0,36	0,40	0,44	0,48	0,52	0,60	0,68
0			0,88	0,92	0,96	1,00	1,04	1,08	1,12	1,16	1,20	1,24	1,28	1,32	1,40	1,48
0,05			0,76	0,79	0,81	0,83	0,86	0,88	0,91	0,93	0,95	0,98	1,00	1,03	1,07	1,12
0,10			0,69	0,71	0,73	0,75	0,77	0,79	0,82	0,84	0,86	0,88	0,91	0,94	0,97	1,01
0,15			0,63	0,65	0,67	0,69	0,71	0,73	0,75	0,77	0,79	0,81	0,83	0,85	0,88	0,92
0,20			0,58	0,60	0,61	0,63	0,65	0,67	0,69	0,70	0,72	0,74	0,76	0,78	0,81	0,85
0,25			0,51	0,55	0,57	0,58	0,60	0,62	0,64	0,65	0,67	0,69	0,70	0,72	0,75	0,79
0,30			0,42	0,46	0,50	0,53	0,56	0,58	0,59	0,61	0,62	0,64	0,65	0,67	0,70	0,73
0,35			0,34	0,38	0,42	0,46	0,48	0,51	0,55	0,56	0,58	0,59	0,61	0,63	0,65	0,68
0,40			0,27	0,30	0,36	0,39	0,42	0,45	0,48	0,52	0,53	0,56	0,57	0,58	0,61	0,64
0,45			0,22	0,26	0,30	0,34	0,37	0,40	0,42	0,45	0,47	0,49	0,52	0,54	0,58	0,61
0,50			0,18	0,22	0,25	0,29	0,32	0,35	0,37	0,40	0,42	0,45	0,47	0,49	0,53	0,57
0,55			0,15	0,19	0,22	0,26	0,28	0,31	0,33	0,36	0,38	0,40	0,42	0,44	0,48	0,52
0,60			0,13	0,17	0,20	0,23	0,25	0,28	0,30	0,32	0,35	0,35	0,39	0,41	0,44	0,48
0,65			0,11	0,15	0,18	0,20	0,23	0,25	0,27	0,29	0,31	0,33	0,35	0,37	0,41	0,44
0,70			0,10	0,13	0,16	0,18	0,21	0,23	0,25	0,27	0,29	0,31	0,33	0,34	0,38	0,41
0,75			0,09	0,12	0,14	0,17	0,19	0,21	0,23	0,25	0,27	0,28	0,30	0,32	0,35	0,38
0,80			0,08	0,11	0,13	0,15	0,17	0,19	0,21	0,23	0,25	0,26	0,28	0,29	0,31	0,36
0,85			0,07	0,09	0,12	0,14	0,16	0,18	0,19	0,21	0,23	0,24	0,26	0,27	0,30	0,38
0,90			0,06	0,09	0,11	0,13	0,15	0,16	0,18	0,20	0,21	0,22	0,24	0,26	0,28	0,31
0,95			0,06	0,08	0,10	0,12	0,14	0,15	0,17	0,18	0,20	0,21	0,23	0,24	0,27	0,29
1,00			0,05	0,07	0,09	0,11	0,13	0,14	0,16	0,18	0,19	0,20	0,21	0,23	0,25	0,28
1,10			0,05	0,07	0,08	0,10	0,11	0,13	0,14	0,15	0,17	0,18	0,19	0,20	0,23	0,25
1,20			0,04	0,06	0,07	0,09	0,10	0,12	0,13	0,14	0,15	0,17	0,17	0,19	0,21	0,23
1,30			0,04	0,05	0,07	0,08	0,09	0,10	0,12	0,13	0,14	0,15	0,16	0,16	0,19	0,21
1,40			0,03	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09	0,11	0,12	0,13	0,14	0,15	0,15	0,17	0,19
1,50			0,03	0,04	0,06	0,07	0,08	0,09	0,10	0,10	0,12	0,13	0,13	0,14	0,16	0,18
1,75			0,03	0,04	0,05	0,06	0,06	0,07	0,08	0,09	0,10	0,11	0,11	0,12	0,14	0,15
2,00			0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,06	0,07	0,08	0,08	0,09	0,10	0,10	0,12	0,13
2,25			0,02	0,03	0,03	0,04	0,05	0,05	0,06	0,07	0,07	0,08	0,09	0,09	0,10	0,11
2,50			0,02	0,02	0,03	0,04	0,04	0,05	0,05	0,06	0,07	0,07	0,08	0,08	0,09	0,10
2,75			0,02	0,02	0,03	0,03	0,04	0,04	0,05	0,05	0,06	0,06	0,07	0,07	0,08	0,09
3,00			0,01	0,02	0,02	0,03	0,04	0,04	0,04	0,05	0,05	0,06	0,06	0,07	0,08	0,08
4,00			0,01	0,01	0,02	0,02	0,03	0,03	0,03	0,04	0,04	0,04	0,05	0,05	0,06	0,06
5,00			0,01	0,01	0,01	0,02	0,02	0,02	0,03	0,03	0,03	0,04	0,04	0,04	0,04	0,05

$$n_1 = \frac{N}{mFR_и}; \quad \frac{e_0}{D}\eta = \frac{M}{ND}\eta; \quad \alpha_1 = \frac{F_а m_а R_а}{FR_и}; \quad \mu_1\% = \frac{F_а}{F}100 = \alpha_1 \frac{R_и}{m_а R_а}100.$$

Размерности: M — *кгсм*; N — *кг*; D — *см*; F и $F_а$ — *см*²; $R_а$ и $R_и$ — *кг/см*².

Примечание. При гибкости $\frac{l_0}{D} \leqslant 8$ значения коэффициента $\eta = 1$.

ЭЛЕМЕНТЫ, ПОДВЕРГАЮЩИЕСЯ КОСОМУ ВНЕЦЕНТРЕННОМУ СЖАТИЮ

Расчет элементов при косом внецентренном сжатии производится следующим образом:

1. Определяют условную расчетную несущую способность $[N_x]$ сечения при действии заданного расчетного момента относительно оси x.
2. Определяют условную расчетную несущую способность $[N_y]$ сечения при действии заданного расчетного момента относительно оси y.
3. Определяют условную расчетную несущую способность $[N_0]$ при осевом сжатии.
4. Определяют соответствие заданной расчетной продольной силы N расчетной несущей способности сечения при совокупности всех воздействий по формуле

$$N \leqslant \frac{1}{\frac{1}{[N_x]} + \frac{1}{[N_y]} - \frac{1}{[N_0]}}. \qquad (1.210)$$

При определении условных расчетных несущих способностей $[N_x]$ и $[N_y]$ гибкость элемента учитывают путем введения коэффициента η. При определении коэффициента η и значения $\frac{N}{mbhR_и}$ в качестве N принимается заданная расчетная продольная сила.

При определении условной расчетной несущей способности $[N_0]$ гибкость не учитывается.

При определении условных расчетных несущих способностей $[N_x]$ и $[N_y]$ арматуру учитывают в каждом случае по соответствующим граням элемента, причем угловые стержни учитывают как в том, так и в другом случае; при определении условной расчетной несущей способности $[N_0]$ учитывают суммарную площадь сечения арматуры.

ВНЕЦЕНТРЕННО РАСТЯНУТЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

Элементы с поперечными сечениями любой симметричной формы*

Расчет сечений, нормальных к оси внецентренно растянутых элементов прямоугольного, таврового, двутаврового и круглого сечений производится:

а) если сила N приложена между центрами тяжести сечений арматур $F_а$ и $F'_а$ (малый эксцентриситет) (рис. 1.50, *а*), по формулам:

$$N \leqslant \frac{mm_аR_аS_а}{e}, \qquad (1.211)$$

$$N \leqslant \frac{mm_аR_аS'_а}{e'}; \qquad (1.212)$$

б) если сила N приложена за пределами расстояния между центрами тяжести сечения арматур $F_а$ и $F'_а$ (большой эксцентриситет, рис. 1.50,*б*) по формуле

$$N \leqslant m(m_аR_аF_а - m_аR_аF'_а - R_иF_б). \qquad (1.213)$$

При этом положение нулевой (нейтральной) оси определяется из уравнения

$$R_иS_{бN} + m_аR_аF'_аe' - m_аR_аF_аe = 0. \qquad (1.214)$$

---

* Кроме кольцевых (трубчатых) сечений с арматурой, равномерно распределенной по периметру.

Высота сжатой зоны должна удовлетворять условиям:

$$z \leqslant h_0 - a', \tag{1.215}$$

$$S_б \leqslant 0{,}8S_0. \tag{1.216}$$

Если при расчете сечения арматура $F'_а$ не учитывается, то условие (1.215) отпадает.

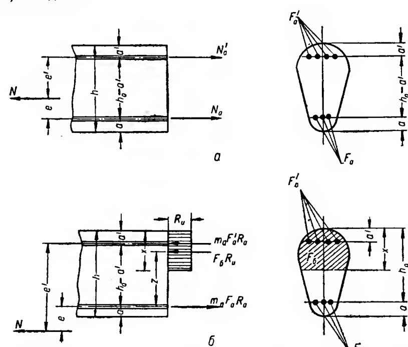


Рис. 1. 50. Расчетные схемы напряженного состояния в сечениях внецентренно растянутых элементов при любой симметричной форме сечения относительно плоскости действия момента:

а — при продольной силе, приложенной между центрами тяжести арматур (малый эксцентриситет); *б* — при продольной силе, приложенной за пределами расстояния между центрами тяжести арматур (большой эксцентриситет).

Элементы с прямоугольной формой сечения

Расчет внецентренно растянутых элементов прямоугольного сечения производится:

а) если сила N приложена между центрами тяжести сечений арматур $F_а$ и $F'_а$ — по формулам (1.211) и (1.212);

б) если сила N приложена за пределами расстояния между центрами тяжести сечений арматур $F_а$ и $F'_а$ — по формуле

$$N \leqslant m\,(m_аR_аF_а - m_аR_аF'_а - R_иbx). \tag{1.217}$$

При этом положение нейтральной оси определяется из уравнения

$$R_иbx\left(e + h_0 - \frac{x}{2}\right) + m_аR_аF'_аe' - m_аR_аF_аe = 0, \tag{1.218}$$

а высота сжатой зоны должна удовлетворять условиям:

$$x \geqslant 2a', \qquad (1.219)$$

$$x \leqslant 0{,}55\, h_0. \qquad (1.220)$$

Если $\left(\text{прн больших значеннях } \frac{a'}{h_0}\right)$ оказывается, что выполненне условия (1.219) приводнт к уменьшенню несущей способностн по сравненню с сечением без учета сжатой арматуры, то сжатая арматура в расчете не учитывается. Это имеет место прн $x_0 < 2a'$, где x_0 — высота сечения сжатой зоны прн учете только растянутой арматуры.

Внецентренно растянутые элементы прямоугольного сеченяя рекомендуется рассчнтывать следующим образом:

1. Необходимые площади сеченяя арматур F_a н F'_a прн приложенни силы N между центрами тяжестн сечений арматур определять по формулам:

$$F_a = \frac{\frac{N}{m}\left(\frac{h}{2} + e_0 - a'\right)}{m_a R_a (h_0 - a')}, \qquad (1.221)$$

$$F'_a = \frac{\frac{N}{m}\left(\frac{h}{2} - e_0 - a'\right)}{m_a R_a (h_0 - a')}. \qquad (1.222)$$

2. Необходимые площади сечения арматур F_a и F'_a прн приложении снлы N за пределами расстояння между центрами тяжести арматур F_a и F'_a определять по формулам:

$$F'_a = \frac{\frac{N}{m} e - 0{,}4\, b h_0^2 R_и}{m_a R_a (h_0 - a')}, \qquad (1.223)$$

$$F_a = \frac{\frac{N}{m} + 0{,}55\, b h_0 R_и}{m_a R_a} + F'_a. \qquad (1.224)$$

Если значение F'_a при расчете по формуле (1.223) получается отрнцательным н, следовательно, сжатая арматура по расчету не требуется н не поставлена по конструктнвным соображенням, площадь сечення растянутой арматуры F_a определяется по формуле (1.225). При этом значение F'_a в формуле (1.225) принимается равным нулю.

Прн необходимости увелнчення площади сечення сжатой арматуры F'_a (по конструктивным соображенням), а также прн заданном сечении F'_a, сеченне которой во всех случаях должно быть не меньше, чем прн определеннн по формуле (1.223), необходимая площадь сечения арматуры F_a определяется по формуле

$$F_a = F_{a_I} + F'_a + \frac{N}{m m_a R_a}, \qquad (1.225)$$

где F_{a_I} — площадь сечення арматуры, определяемая, как и для нзгнбаемого элемента с однночным армированнем, по моменту M_I.

Величина момента M_I определяется по формуле

$$M_I = Ne - mF'_a m_a R_a (h_0 - a'). \qquad (1.226)$$

В случаях, когда значение

$$M_I < 2ma' (h_0 - a')\, bR_и, \qquad (1.227)$$

т. е. когда $x < 2a'$, площадь сечеиия арматуры F_a определяется по формуле

$$F_a = \frac{N}{mm_a R_a}\left(\frac{e}{h_0 - a'} + 1\right). \qquad (1.228)$$

В случаях $\left(\text{при больших значениях } \delta = \frac{a'}{h}\right)$, когда

$$Ne < 2ma'(h_0 - a')\, bR_и, \qquad (1.229)$$

сечение арматуры F_a следует определять без учета сжатой арматуры по формуле

$$F_a = \frac{N}{mm_a R_a}\left(\frac{e}{\gamma_0 h_0} + 1\right), \qquad (1.230)$$

где γ_0 приинмается по табл. 1.34 в соответствни с велнчиной

$$A_0 = \frac{Ne}{mbh_0^2 R_и}.$$

ЭЛЕМЕНТЫ, ПОДВЕРГАЮЩИЕСЯ КРУЧЕНИЮ

При армнроваиии элемеита спиральной арматурой (рнс. 1.51) расчет производится по формуле

$$M_{кр} \leqslant mm_a R_a 2\sqrt{2} f_c \frac{b_я h_я}{a_x}, \qquad (1.231)$$

где $M_{кр}$ — расчетный крутящий момеит;
f_c — сечеиие одиой ветви спирали;
a_x — расстояние между стержиями спирали, нзмерениое вдоль оси элемеита.

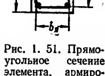


Рис. 1. 51. Прямоугольиое сечение элемента, армированного спиральиой арматурой, подвергающегося кручению.

При восприятии расчетиого крутящего момента дополнительиыми хомутами и продольиой арматурой расчет производится по формуле

$$mm_a R_a 2 f_п \frac{b_я h_я}{a} \geqslant M_{кр} \leqslant mm_a R_a 2 f_x \frac{b_я h_я}{a}, \qquad (1.232)$$

где f_x — сечение одиой ветвн дополнительиых хомутов;
$f_п$ — сечеиие одиого дополиительного продольиого стержия;
a — расстояиие между дополиительными хомутами или соответственно между дополнительиымн продольнымн стержнямн.

Общая площадь добавочиой продольной арматуры определяется по формуле

$$F_п \geqslant \frac{M_{кр} U_я}{2mm_a R_a F_я}, \qquad (1.233)$$

где

$$U_я = 2b_я + 2h_я; \quad F_я = b_я h_я.$$

РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ДЕФОРМАЦИЯМ

Вычнсленные прогнбы от эксплуатацноииой нормативной нагрузки должны быть ие более предельиых велнчнн, указаниых в табл. 1.50.

Таблица 1.50

Предельные прогибы изгибаемых элементов

Наименование элементов	Предельные прогибы в долях пролета l
Подкрановые балки:	
при ручных кранах	$^1/_{500}$
» электрических кранах	$^1/_{600}$
Элементы перекрытий при плоских потолках:	
при $l < 7$ *м*	$^1/_{200}$
» $l \geqslant 7$ »	$^1/_{300}$
Элементы перекрытий и лестниц при ребристых потолках:	
при $l < 5$ *м*	$^1/_{200}$
» 5 *м* $\leqslant l <$ 7 *м*	$^1/_{300}$
» $l \geqslant 7$ *м*	$^1/_{400}$
Элементы покрытий промышленных зданий:	
при $l < 7$ *м*	$^1/_{200}$
» $l \geqslant 7$ »	$^1/_{300}$

Примечания: 1. При наличии штукатурки прогиб элементов перекрытий и покрытий только от полезной нагрузки должен быть не более $^1/_{350}$ l.

2. При выполнении сборных железобетонных конструкций со строительным подъемом значения предельных прогибов, приведенные в табл. 1.50, увеличиваются на величину строительного подъема. Строительный подъем рекомендуется назначать равным расчетному прогибу от постоянной нагрузки.

3. Если в помещениях с гладким потолком имеются постоянные перегородки (например, в коридорах, санитарных узлах и т. д.) с расстоянием между ними $l_1 < l$, где l — пролет настилов, панелей и т. п., то прогиб для элементов перекрытия разрешается определять на длине между перегородками и принимать его не более $^1/_{200}$ l_1; при этом величина прогиба на всей длине элемента должна быть не более $^1/_{150}$ l.

При расчете по деформациям следует учитывать действительные условия опирания элементов.

При обеспечении надлежащей заливки швов или других конструктивных мероприятий (например, укладки арматуры в швах) разрешается учитывать частичное защемление на опорах плит, настилов и т. п.

При надлежащей заливке швов между элементами настилов, панелями и т. п. при расчете деформаций разрешается местные сосредоточенные нагрузки распределять на ширину всех элементов, связанных заливкой швов.

При заделке плит, настилов и т. д. в каменные стены при расчете деформаций следует учитывать опорный момент в размере 15% от момента свободно лежащей балки. При этом на чертежах должны быть указаны мероприятия по обеспечению необходимого защемления на опорах.

При наличии жестких перегородок, не имеющих проемов (например, железобетонные, каменные и т. п.), нагрузка от веса перегородок при определении деформаций элементов может не учитываться.

При определении деформаций элементов жилых и гражданских зданий нагрузки от прочих перегородок учитываются в размере 40% от фактического их веса.

В целях повышения жесткости сборных элементов рекомендуется применение предварительно напряженных железобетонных конструкций.

Для железобетонных элементов, не связанных с рядом расположенными элементами, например для лестничных маршей и площадок, сво-

бодно уложенных плит и т. п., помимо расчета прогибов от статической нагрузки должна проверяться их зыбкость. При этом расчетный прогиб этих элементов от кратковременно действующего добавочного к полной нормативной нагрузке сосредоточенного груза в 100 *кг* должен быть не более 0,7 *мм*.

Деформации бетонных и железобетонных конструкций, в которых трещины в растянутой зоне не допускаются, определяются как деформации сплошного тела с учетом работы сжатой и растянутой зон.

Деформации железобетонных конструкций, при эксплуатации которых трещины в растянутой зоне допустимы, определяются по удлинению растянутой арматуры с учетом работы растянутого бетона, между трещинами и по укорочению крайнего волокна бетона сжатой зоны с учетом его упруго-пластических свойств. При этом принимается расчетный модуль упругости бетона согласно табл. 1.24.

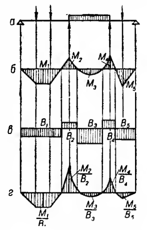


Рис. 1. 52. Схема нагрузок и эпюры моментов, жесткостей и кривизны в железобетонном элементе: *а* — схема нагрузок; *б* — эпюра моментов от нормативной нагрузки; *в* — эпюра расчетных жесткостей на различных участках элемента; *г* — расчетная эпюра кривизн.

При обработке бетона вакуумированием, прессованием и т. п., а также при автоклавной обработке значения модулей упругости при определении деформаций разрешается принимать по экспериментальным данным.

При определении деформаций элементов железобетонных конструкций, изготовляемых на заводах или специально оборудованных полигонах, с систематической проверкой прочности и однородности бетона, разрешается принимать нормативный модуль упругости бетона по табл. 1.18.

Прогибы и углы поворота элементов конструкций (при эксплуатации которых трещины в растянутой зоне допустимы) определяются по формулам строительной механики от наиболее невыгодной нормативной нагрузки по жесткости B элемента, определяемой для каждого его участка с моментом одного знака.

Жесткость B для каждого участка элемента, имеющего изгибающий момент одного знака, принимается постоянной и равной значению жесткости в месте наибольшего изгибающего момента на данном участке (рис. 1.52).

Жесткость B железобетонных изгибаемых элементов с гибкой и жесткой арматурой при кратковременном действии нагрузки определяется по формуле

$$B_{кр} = \frac{E_а}{\psi} W (h_0 - x_{ср}), \qquad (1.234)$$

где $E_а$ — модуль упругости арматуры;

ψ — коэффициент, учитывающий работу растянутого бетона между трещинами, принимаемый по табл. 1.52—1.54;

$x_{ср}$ — средняя высота сжатой зоны бетона, отвечающая стадии определения прогиба элемента;

h_0 — полезная высота сечения;

W — условный упруго-пластический момент сопротивления сечения, равный моменту усилия растянутой арматуры относительно центра тяжести сжатой зоны бетона, деленному на напряжение в крайнем волокне растянутой арматуры.

Жесткость B может определяться и по формуле

$$B_{кр} = \frac{E_a}{\psi} F_a c h_0^2, \tag{1.235}$$

где c — коэффициент, определяемый по табл. 1.55 и 1.56.

При этом значение коэффициента ψ принимается по табл. 1.52—1.54.

При длительном действии нагрузки жесткость B может определяться по формуле *

$$B = B_{кр} \frac{q^н}{g^н \theta + p^н}, \tag{1.236}$$

где $B_{кр}$ — жесткость, определяемая в предположении кратковременного действия полной нормативной нагрузки;

$g^н$ — длительно действующая нормативная нагрузка;

$p^н$ — кратковременно действующая нормативная нагрузка;

$q^н = g^н + p^н$ — полная нормативная нагрузка;

θ — коэффициент снижения жесткости при длительном действии нагрузки, принимаемый:

а) для тавровых сечений с полкой в сжатой зоне 1,5;

б) для прямоугольных, двутавровых, коробчатых и т. п. сечений 2,0;

в) для тавровых сечений с полкой в растянутой зоне 2,5**.

Длительно действующей нагрузкой считается вся постоянная нагрузка, часть временной, указанная в табл. 1.51, а также снеговая нагрузка.

Таблица 1.51

Величины длительно действующей временной нагрузки

Наименование помещений	Величина длительно действующей временной нагрузки
Жилые и гражданские здания	0
Книгохранилища, архивы и т. п.	Вся временная нагрузка
Производственные помещения	Вся временная нагрузка за вычетом 150 $кг/м^2$

Примечание. При определении жесткости пустотных настилов к величине B, определяемой по формуле (1.236), следует вводить коэффициент 1,2.

Для изгибаемых элементов прямоугольного сечения с одиночной арматурой значения $x_{ср}$ и W могут определяться по формулам:

$$x_{ср} = \left(-\frac{\alpha}{2} + \sqrt{\frac{\alpha^2}{4} + \alpha}\right) h_0; \tag{1.237}$$

$$W = F_a (h_0 - 0{,}5\, x_{ср}). \tag{1.238}$$

Значения $x_{ср}$ и W для изгибаемых элементов прямоугольного сечения с двойной арматурой, таврового и двутаврового сечений с одиночной и двойной арматурой (рис. 1.53) могут определяться по формулам:

$$x_{ср} = (-A + \sqrt{A^2 + \alpha + \alpha'\delta'})\, h_0; \tag{1.239}$$

* В части учета длительности загружения указанная методика, предлагаемая Н и ТУ 123—55, является сугубо приближенной, нуждающейся в уточнении.

** Не следует относить к этой категории балки с небольшими полками в растянутой зоне. Такие балки можно рассматривать как прямоугольные и вводить в расчет $\theta = 2{,}0$, а не $\theta = 2{,}5$.

$$W = F_a(h_0 - 0{,}5\,x_{cp}) + F'_a \frac{x_{cp} - a'}{h_0 - x_{cp}}(0{,}5\,x_{cp} - a') + \\ + \frac{(b'_п - b)\,h'_п x_{cp}(x_{cp} - h'_п)}{2n'(h_0 - x_{cp})}. \qquad (1.240)$$

В формулах (1.237) — (1.240):

$$\alpha = \frac{F_a n}{b h_0 \psi \nu}; \quad \alpha' = \frac{F'_a n}{b h_0 \psi \nu}; \quad \delta' = \frac{a'}{h_0};$$

$$A = \frac{\alpha + \alpha' + \gamma'}{2}; \quad \gamma' = \frac{(b'_п - b)\,h'_п}{b h_0}; \quad n' = \frac{E_a}{E_б \psi \nu},$$

где ν — отиошение упругой части деформации бетоиа к полиой деформации отвечающее стадии определеиия прогиба элемеита коиструкции;

$n = \frac{E_a}{E_б}$ — отиошеиие модуля упругости арматуры к модулю упругости бетоиа при сжатии.

Примечания: 1. Если значение x_{cp}, определенное по формуле (1.239), окажется меньше толщины сжатой полки $h'_п$, то велнчнну γ' вычисляют, прииимая $h'_п = x_{cp}$.

2. Значеиие произведеиия $\psi\nu$ прн кратковременном действии иагрузки прииимается равиым $\frac{1}{3}$.

3. Прогиб от миогократно действующей подвижной нагрузкн (подкрановые балки и т. п.) определяют, прииимая $\psi = 1$.

4. Значения $\frac{x_{cp}}{h_0} = \xi_c$ могут определяться по табл. 1.55 и 1.56.

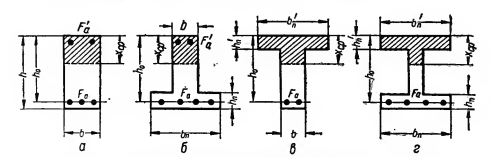


Рис. 1. 53. Сечения изгибаемых элементов:

а — прямоугольное сечение; *б* — тавровое сечение с полкой в растянутой зоне; *в* — тавровое сечение с полкой в сжатой зоне; *г* — двутавровое сечение.

При вычислении прогибов и углов поворота в элемеитах с различиой по их длиие жесткостью средняя кривизиа оси элемеита $\frac{1}{\rho_{cp}}$ для каждого участка определяется по формулам:

$$\frac{1}{\rho_{cp}} = \frac{M^н}{B}, \qquad (1.241)$$

или

$$\frac{1}{\rho_{cp}} = \psi \frac{\sigma_a}{E_a(h_0 - x_{cp})}, \qquad (1.242)$$

где $M^{н}$ — момент в сечении от наиболее невыгодной нормативной загрузки; B — жесткость участка с моментом одного знака.

Примечание. Напряжение в арматуре $\sigma_а$, при котором определяется ψ, принимается равным $\frac{M^{н}}{W}$.

Для внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов прямоугольного, таврового и двутаврового сечений $x_{ср}$ и W определяют по формулам (1.237)—(1.240), заменяя везде

$$F_а \text{ на } F_э = F_а \pm \frac{N^{н}}{\sigma_а}, \qquad (1.243)$$

$$\sigma_а = \frac{N^{н} e}{W}, \qquad (1.244)$$

где $F_а$ — фактическое сечение растянутой арматуры.

Примечания: 1. Значения $x_{ср}$ и W могут быть вычислены либо путем определения $\sigma_а$ последовательным приближением, либо совместным решением равенств (1.237), (1.238) и (1.239), (1.240).

2. В формуле (1.243) знак плюс принимается при внецентренном сжатии, а знак минус — при внецентренном растяжении.

Примеры вычисления прогибов в элементах с постоянной и переменной жесткостью см. в разделе II «Примеры расчета и конструирования».

Таблица 1.52

Значения коэффициентов ψ и k_1 для прямоугольных сечений

Для изгибаемых элементов								Для центрально растянутых элементов						
значения ψ								значения ψ						
α \ $\sigma_а$ кг/см²	1000	1250	1500	2000	2500	3000	k_1	$\mu_1 n$ \ $\sigma_а$ кг/см²	1000	1250	1500	2000	2500	3000
0,05	—	—	—	—	—	0,39	22,8	0,05	—	—	—	—	—	0,44
0,06	—	—	—	—	0,40	0,57	19,2	0,06	—	—	—	—	0,42	0,60
0,07	—	—	—	—	0,49	0,68	16,0	—	—	—	—	—	—	—
0,08	—	—	—	0,40	0,63	0,75	14,0	0,075	—	—	—	0,40	0,61	0,73
0,10	—	—	0,40	0,58	0,76	0,86	11,8	0,10	—	—	0,33	0,62	0,75	0,83
0,125	—	—	0,47	0,73	0,85	0,91	9,6	—	—	—	—	—	—	—
0,15	—	0,44	0,63	0,82	0,90	0,94	8,0	0,15	0,33	0,48	0,64	0,80	0,87	0,91
0,20	0,47	0,65	0,78	0,90	0,94	0,97	6,0	0,20	0,48	0,67	0,77	0,87	0,92	0,95
0,30	0,71	0,82	0,89	0,94	0,97	0,98	4,3	—	—	—	—	—	—	—
0,40	0,81	0,88	0,92	0,96	0,98	0,99	3,4	0,30	0,68	0,79	0,85	0,92	0,95	0,97
0,50	0,85	0,90	0,93	0,96	0,98	0,99	2,8	0,50	0,82	0,88	0,92	0,96	0,98	1,00
0,80	0,90	0,93	0,95	0,97	0,98	0,99	2,2	—	—	—	—	—	—	—

$\alpha = 3\frac{F_а}{bh_0}n$; $n = \frac{E_а}{E_б}$; $\sigma_а = \frac{M^{н}}{F_а \eta h_0}$; η — коэффициент, принимаемый по табл. 1.55 (при $\gamma' = 0$). $k_1 = \frac{l_т}{nu}$; $u = \frac{F_а}{S}$; S — периметр сечения арматуры.

Размерности: $M^{н}$ — кгсм; $E_а$, $E_б$, $\sigma_а$ — кг/см²; $F_а$ — см²; b, h_0, u и S — см.

Примечания: 1. Для элементов с жесткой арматурой, а также при подвижной нагрузке (подкрановые балки и т. п.) принимается $\psi = 1$. Пропуски значений ψ в таблице соответствуют случаям отсутствия трещин.

2. Значениями ψ из табл. 1.52 можно воспользоваться и для изгибаемых элементов с двойной арматурой, а также при наличии полки в сжатой зоне.

3. При значениях α более 0,80 и $\mu_1 n$ более 0,50 принимается $\psi = 1$.

Таблица 1.53

Значения коэффициентов ψ и k_1 для изгибаемых элементов таврового сечения с полкой в растянутой зоне

α	$\gamma_1 = 0,4$							$\gamma_1 = 0,8$							$\gamma_1 = 1,2$						
	Значения ψ						k_1	Значения ψ						k_1	Значения ψ						k_1
	$\sigma_a = 1000$	$\sigma_a = 1250$	$\sigma_a = 1500$	$\sigma_a = 2000$	$\sigma_a = 2500$	$\sigma_a = 3000$		$\sigma_a = 1000$	$\sigma_a = 1250$	$\sigma_a = 1500$	$\sigma_a = 2000$	$\sigma_a = 2500$	$\sigma_a = 3000$		$\sigma_a = 1000$	$\sigma_a = 1250$	$\sigma_a = 1500$	$\sigma_a = 2000$	$\sigma_a = 2500$	$\sigma_a = 3000$	
0,10	—	—	—	—	—	0,35	23,0	—	—	—	—	—	—	34,0	—	—	—	—	—	—	45,0
0,15	—	—	—	0,40	0,48	0,65	15,0	—	—	—	—	—	—	22,6	—	—	—	—	—	—	30,0
0,20	—	—	—	0,50	0,70	0,80	11,5	—	—	—	—	0,40	0,52	17,3	—	—	—	—	—	—	23,0
0,30	—	0,45	0,54	0,75	0,84	0,89	8,2	—	—	—	0,45	0,65	0,76	12,2	—	—	—	—	0,40	0,58	16,0
0,40	—	0,58	0,70	0,84	0,89	0,93	6,8	—	—	0,40	0,66	0,78	0,85	9,8	—	—	—	0,42	0,63	0,74	13,0
0,50	0,53	0,68	0,78	0,88	0,92	0,94	5,6	—	—	0,55	0,75	0,83	0,90	8,0	—	—	0,40	0,59	0,73	0,81	11,2
0,60	0,63	0,74	0,83	0,90	0,94	0,95	4,6	—	0,52	0,67	0,81	0,87	0,91	6,8	—	—	0,45	0,68	0,79	0,85	9,6
0,80	0,74	0,82	0,87	0,92	0,95	0,96	3,8	0,51	0,67	0,77	0,86	0,91	0,93	5,5	—	0,48	0,63	0,78	0,85	0,89	7,2

$\alpha = 3\frac{F_a}{bh_0}n$; $n = \frac{E_a}{E_б}$; $\gamma_1 = \frac{(b_п - b)\,h_п}{bh}$; $\sigma_a = \frac{M}{F_a \eta h_0}$; η — коэффициент, принимаемый по табл. 1.56 (при $\gamma' = 0$); $k_1 = \frac{l_т}{nu}$; $u = \frac{F_a}{S}$.

Размерности: $M^н$ — в *кгсм*; σ_a, E_a, $E_б$ — в *кг/см²*; F_a — в *см²*; b, h, $l_т$, u и S — в *см*.

Примечания: 1. Для элементов с жесткой арматурой, а также при подвижной нагрузке (подкрановые балки и т. п.) принимается $\psi = 1$. Пропуски значений ψ соответствуют случаям отсутствия трещин.

2. При значениях $\alpha = 3\mu n$, меньших 0,10, принимается $\psi = 0,40$, а при значениях α более 0,80 принимается $\psi = 1$.

3. При $\gamma_1 < 0,40$ значения ψ определяются путем интерполяции между значениями ψ по табл. 1.52 и табл. 1.53.

Таблица 1.54

Значения коэффициентов ψ и k_1 для изгибаемых элементов двутаврового и коробчатого сечений

α	$\gamma_1 = 0{,}36$							$\gamma_1 = 0{,}72$							$\gamma_1 = 1{,}08$						
	Значения ψ						k_1	Значения ψ						k_1	Значения ψ						k_1
	$\sigma_a = 1000$	$\sigma_a = 1250$	$\sigma_a = 1500$	$\sigma_a = 2000$	$\sigma_a = 2500$	$\sigma_a = 3000$		$\sigma_a = 1000$	$\sigma_a = 1250$	$\sigma_a = 1500$	$\sigma_a = 2000$	$\sigma_a = 2500$	$\sigma_a = 3000$		$\sigma_a = 1000$	$\sigma_a = 1250$	$\sigma_a = 1500$	$\sigma_a = 2000$	$\sigma_a = 2500$	$\sigma_a = 3000$	
0,10	—	—	—	—	—	0,40	23,0	—	—	—	—	—	—	34,0	—	—	—	—	—	—	45,0
0,15	—	—	—	0,40	0,56	0,71	15,0	—	—	—	—	—	—	22,6	—	—	—	—	—	—	30,0
0,20	—	—	0,40	0,60	0,76	0,84	11,5	—	—	—	—	0,43	0,61	17,3	—	—	—	—	—	—	23,0
0,30	—	0,47	0,65	0,82	0,89	0,93	8,2	—	—	0,40	0,59	0,74	0,83	12,2	—	—	—	0,40	0,55	0,69	16,0
0,40	0,49	0,70	0,80	0,89	0,94	0,96	6,8	—	0,40	0,57	0,77	0,86	0,91	9,8	—	—	0,40	0,58	0,74	0,82	13,0
0,50	0,63	0,80	0,88	0,93	0,96	0,97	5,6	—	0,60	0,69	0,85	0,91	0,94	8,0	—	0,40	0,51	0,73	0,83	0,89	11,2
0,60	0,74	0,84	0,90	0,95	0,97	0,98	4,6	0,50	0,70	0,79	0,89	0,93	0,96	6,8	0,40	0,55	0,68	0,83	0,90	0,93	9,6
0,80	0,83	0,90	0,93	0,96	0,98	0,99	3,8	0,70	0,80	0,88	0,93	0,96	0,97	5,5	0,51	0,70	0,79	0,89	0,93	0,95	7,2

$\alpha = 3\dfrac{F_a}{bh_0}n$; $n = \dfrac{E_a}{E_б}$; $\gamma_1 = \dfrac{(b_п - b)\,h_п}{bh}$; $\sigma_a = \dfrac{M^н}{F_a \eta h_0}$; η — коэффициент, принимаемый по табл. 1.55, при $\gamma' = \dfrac{(b'_п - b)\,h'_п}{bh_0}$; $k_1 = \dfrac{l_т}{nu}$; $u = \dfrac{F_a}{S}$.

Примечания: Размерности и примечания 1 и 2 те же, что и для табл. 1.53.

1. Коэффициенты ψ и k_1 для двутавровых и коробчатых сечений получены при $\gamma' = \gamma$ и $h_0 = 0{,}9h$, но ими можно также пользоваться при $\gamma' \neq \gamma$ и $h_0 \neq 0{,}9h$.
2. При $\gamma_1 < 0{,}36$ значения ψ определяются путем интерполяции между значениями ψ по табл. 1.52 и 1.54.

Таблица 1.55

Значения $\xi_{ср}$, η и c для изгибаемых элементов прямоугольного сечения с одиночной арматурой, таврового сечения с полкой в сжатой или растянутой зоне и для двутаврового сечения (коробчатые, пустотные настилы и т. п.)

γ'	$\alpha = 0{,}1$			$\alpha = 0{,}2$			$\alpha = 0{,}3$			$\alpha = 0{,}4$			$\alpha = 0{,}5$			$\alpha = 0{,}6$		
	$\xi_{ср}$	η	c	$\xi_{ср}$	η	c	$\xi_{ср}$	η	c	$\xi_{ср}$	η	c	$\xi_{ср}$	η	c	$\xi_{ср}$	η	c
0	0,27	0,86	0,63	0,36	0,82	0,52	0,42	0,79	0,46	0,46	0,77	0,42	0,50	0,75	0,38	0,53	0,73	0,34
0,2	0,20	0,92	0,74	0,29	0,90	0,63	0,35	0,87	0,56	0,40	0,85	0,51	0,44	0,83	0,47	0,47	0,82	0,43
0,4	0,15	0,94	0,80	0,24	0,92	0,71	0,30	0,91	0,63	0,35	0,89	0,58	0,39	0,88	0,54	0,42	0,87	0,50
0,6	0,12	0,95	0,83	0,20	0,93	0,74	0,26	0,93	0,68	0,30	0,92	0,63	0,34	0,90	0,60	0,38	0,90	0,55
0,8	0,10	0,95	0,86	0,17	0,94	0,78	0,23	0,94	0,72	0,27	0,93	0,68	0,30	0,92	0,64	0,34	0,91	0,60
1,0	0,10	0,95	0,88	0,15	0,95	0,80	0,20	0,94	0,75	0,24	0,94	0,71	0,28	0,93	0,67	0,31	0,93	0,63
1,4	0,10	0,95	0,90	0,12	0,95	0,83	0,16	0,95	0,79	0,20	0,95	0,75	0,24	0,94	0,72	0,27	0,94	0,68

γ'	$\alpha = 0{,}8$			$\alpha = 1{,}0$			$\alpha = 1{,}2$			$\alpha = 1{,}6$			$\alpha = 2{,}0$			$\alpha = 2{,}4$		
	$\xi_{ср}$	η	c	$\xi_{ср}$	η	c	$\xi_{ср}$	η	c	$\xi_{ср}$	η	c	$\xi_{ср}$	η	c	$\xi_{ср}$	η	c
0	0,58	0,71	0,30	0,62	0,69	0,26	0,65	0,68	0,24	0,70	0,65	0,20	0,73	0,63	0,17	0,76	0,62	0,15
0,2	0,53	0,80	0,37	0,57	0,78	0,34	0,60	0,76	0,30	0,65	0,74	0,26	0,69	0,72	0,22	0,72	0,71	0,20
0,4	0,48	0,85	0,44	0,52	0,83	0,40	0,56	0,82	0,37	0,61	0,79	0,31	0,65	0,78	0,27	0,69	0,76	0,24
0,6	0,44	0,88	0,50	0,48	0,86	0,45	0,52	0,85	0,41	0,58	0,83	0,35	0,62	0,82	0,31	0,65	0,80	0,28
0,8	0,40	0,90	0,54	0,44	0,89	0,49	0,48	0,88	0,45	0,54	0,86	0,39	0,59	0,85	0,35	0,63	0,83	0,31
1,0	0,37	0,92	0,57	0,42	0,90	0,53	0,45	0,89	0,49	0,51	0,88	0,43	0,56	0,87	0,38	0,60	0,86	0,34
1,4	0,32	0,93	0,63	0,36	0,92	0,59	0,40	0,92	0,55	0,46	0,90	0,49	0,51	0,89	0,44	0,55	0,88	0,40

$\alpha = 3\frac{F_а}{bh_0}n$; $n = \frac{E_а}{E_б}$; $\gamma' = \frac{(b'_п - b)\,h'_п}{bh_0}$. Размерности: $E_а$ и $E_б$ — в *кг/см²*; $F_а$ — в *см²*; $b_п$, $h_п$, $h'_п$, h_0, h и $x_{ср}$ в — *см*.

Примечания см. на стр. 144.

Таблица 1.56

Значения $\xi_{ср}$, η и c для изгибаемых элементов прямоугольного сечения с одиночной и двойной арматурой и таврового сечения с полкой в растянутой зоне

$\mu' : \mu$	$\alpha = 0{,}1$			$\alpha = 0{,}2$			$\alpha = 0{,}3$			$\alpha = 0{,}4$			$\alpha = 0{,}5$			$\alpha = 0{,}6$		
	$\xi_{ср}$	η	c	$\xi_{ср}$	η	c	$\xi_{ср}$	η	c	$\xi_{ср}$	η	c	$\xi_{ср}$	η	c	$\xi_{ср}$	η	c
0	0,27	0,86	0,63	0,36	0,82	0,52	0,42	0,79	0,46	0,47	0,77	0,41	0,50	0,75	0,38	0,53	0,73	0,34
0,2	0,26	0,87	0,64	0,35	0,83	0,55	0,40	0,81	0,48	0,44	0,80	0,45	0,47	0,79	0,41	0,50	0,78	0,39
0,6	0,25	0,88	0,66	0,33	0,85	0,57	0,37	0,84	0,53	0,40	0,84	0,50	0,43	0,84	0,47	0,45	0,83	0,46
1,0	0,24	0,89	0,68	0,31	0,87	0,60	0,35	0,86	0,56	0,38	0,86	0,54	0,40	0,86	0,52	0,41	0,87	0,51
1,6	0,23	0,90	0,69	0,28	0,89	0,64	0,31	0,89	0,61	0,34	0,89	0,59	0,34	0,89	0,58	0,35	0,89	0,57
2,2	0,21	0,90	0,71	0,26	0,90	0,66	0,29	0,90	0,65	0,30	0,90	0,63	0,31	0,90	0,62	0,32	0,90	0,61

$\mu' : \mu$	$\alpha = 0{,}8$			$\alpha = 1{,}0$			$\alpha = 1{,}2$			$\alpha = 1{,}6$			$\alpha = 2{,}0$			$\alpha = 2{,}4$		
	$\xi_{ср}$	η	c	$\xi_{ср}$	η	c	$\xi_{ср}$	η	c	$\xi_{ср}$	η	c	$\xi_{ср}$	η	c	$\xi_{ср}$	η	c
0	0,58	0,71	0,30	0,62	0,69	0,26	0,65	0,68	0,24	0,70	0,65	0,20	0,73	0,63	0,17	0,76	0,62	0,15
0,2	0,54	0,77	0,35	0,57	0,76	0,32	0,60	0,76	0,30	0,64	0,75	0,27	0,66	0,75	0,25	0,68	0,75	0,24
0,6	0,48	0,83	0,43	0,50	0,84	0,42	0,52	0,84	0,40	0,54	0,84	0,38	0,56	0,85	0,37	0,58	0,86	0,36
1,0	0,43	0,87	0,50	0,45	0,87	0,48	0,46	0,88	0,47	0,48	0,88	0,46	0,49	0,89	0,45	0,50	0,89	0,45
1,6	0,37	0,89	0,56	0,38	0,90	0,55	0,40	0,90	0,54	0,40	0,90	0,54	0,41	0,91	0,53	0,42	0,91	0,53
2,2	0,33	0,90	0,60	0,34	0,91	0,60	0,35	0,91	0,59	0,35	0,91	0,59	0,36	0,92	0,59	0,36	0,92	0,59

$\alpha = 3\frac{F_а}{bh_0}n$; $n = \frac{E_а}{E_б}$; $\frac{\mu'}{\mu} = \frac{F'_а}{F_а}$; Размерности: $E_а$ и $E_б$ — в *кг/см²*; $F_а$ и $F'_а$ — в *см²*; $b_п$, b, h, $h_п$, h_0 и $x_{ср}$ — в *см*.

Примечания к табл. 1.55 и 1.56: 1. Для прямоугольных сечений с одиночной арматурой и тавровых сечений с полкой в растянутой зоне значения $\xi_{ср}$, η и c определяются по табл. 1.55 (при $\gamma' = 0$) или по табл. 1.56 (при $\mu' : \mu = 0$).

2. При составлении табл. 1.55 принято $\frac{h'_п}{h_0} = 0{,}1$. Данными табл. 1.55 можно пользоваться и при других значениях $\frac{h'_п}{h_0}$ (с точностью до 5—10% при $\alpha < 1$ и с точностью до 15% при $\alpha > 1$).

При $\xi_{ср} < \frac{h'_п}{h_0}$ значения η и c определяются при $\gamma' = \frac{(b'_п - b)\,\xi_{ср}}{b}$, где $\xi_{ср}$ находится путем последовательных приближений.

3. При составлении табл. 1.56 принято $\delta' = \frac{a'}{h_0} = 0{,}1$. Данными табл. 1.56 можно пользоваться и при других значениях δ' (с точностью до 5—10%).

При $\xi_{ср} < 2\delta'$ значения η и c определяются с учетом сжатой арматуры, когда $\xi_{ср} > \delta'$, и без учета сжатой арматуры $\left(\frac{\mu'}{\mu} = 0\right)$, когда $\xi_{ср} < \delta'$.

По вопросу об определении деформаций железобетонных элементов см. литературу:

Нормы и технические условия проектирования бетонных и железобетонных конструкций (Н и ТУ 123—55), Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре, 1955.

Инструкция по расчету сечений элементов железобетонных конструкций, (И123—55), Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре, 1956.

В. И. Мурашев, Трещиноустойчивость, жесткость и прочность железобетона, Машстройиздат, 1950.

Я. М. Немировский, Жесткость изгибаемых железобетонных элементов и раскрытие трещин в них, Сборник статей «Исследование обычных и предварительно напряженных железобетонных конструкций», Стройиздат, 1949.

В. Н. Горнов, Исследования прочности и жесткости индустриальных конструкций жилых зданий, Академия архитектуры СССР, Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре, 1954.

И. И. Улицкий, Ползучесть бетона, Гостехиздат УССР, 1948.

И. И. Улицкий, Жесткость изгибаемых железобетонных элементов при длительном загружении, Сборник статей, Издательство Академии архитектуры УССР, 1955.

РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ОБРАЗОВАНИЮ И РАСКРЫТИЮ ТРЕЩИН

Расчет по образованию трещин должен производиться для растянутых железобетонных конструкций, находящихся под давлением жидкости и газов.

Примечание. При наличии специальных требований должен производиться расчет по образованию трещин изгибаемых железобетонных конструкций.

Расчет по образованию трещин растянутых элементов разрешается производить по формуле

$$N^{н} \leqslant mR_{р}F_{б}\left(1 + 2n_1\frac{F_{а}}{F_{б}}\right), \qquad (1.245)$$

где $F_б$ — площадь сечения бетона;

$F_а$ — площадь сечения продольной арматуры;

$E_б$ — расчетный модуль упругости бетона, принимается по табл. 1.24;

m — коэффициент условий работы;

$N^н$ — продольная сила от нормативной нагрузки;

$$n_1 = \frac{E_а}{E_б}.$$

Коэффициент условий работы при расчете растянутых железобетонных конструкций по образованию трещин при гидростатическом давлении до 1 *ат* должен приниматься равным $m = 1{,}9$.

При давлении более 1 *ат* коэффициент условий работы принимается по специальным техническим условиям.

Расчет по раскрытию трещин должен производиться для центрально и внецентренно растянутых, изгибаемых и внецентренно сжатых при больших эксцентриситетах элементов железобетонных конструкций, находящихся в условиях агрессивной среды, и для изгибаемых, внецентренно растянутых и внецентренно сжатых элементов при больших эксцентриситетах железобетонных конструкций, находящихся под давлением жидкости.

Величина раскрытия трещин в железобетонных конструкциях зданий и сооружений I степени долговечности, подвергающихся повторной

динамической нагрузке или не защищенных от внешних атмосферных воздействий, или находящихся в условиях повышенной влажности воздуха (с относительной влажностью более 60%), а также в железобетонных силосах для сыпучих тел и дымовых трубах не должна превышать 0,2 *мм*.

Примечание. Предельные значения раскрытия трещин для других случаев расчета должны приниматься по специальным техническим условиям.

Ширина раскрытия трещин $a_т$ в центрально растянутых и изгибаемых элементах прямоугольного сечения определяется по формуле

$$a_т = \psi \frac{\sigma_a}{E_a} l_т, \qquad (1.246)$$

где σ_a — напряжение в арматуре, равное: при растяжении — $N^н/F_a$; при изгибе — $M^н/W$;

$l_т$ — расстояние между трещинами.

Расстояние между трещинами определяется:

а) для центрально растянутых элементов по формуле

$$l_т = \frac{u}{\mu_1}; \qquad (1.247)$$

б) для изгибаемых элементов по формуле

$$l_т = k_1 nu. \qquad (1.248)$$

В формулах (1.247) и (1.248):

$$u = \frac{F_a}{S}; \qquad \mu_1 = \frac{F_a}{F_б};$$

k_1 — определяется по табл. 1.52—1.54;

S — периметр сечения арматуры.

Примечание. Для арматуры периодического профиля значение $l_т$, полученное по формулам (1.247) и (1.248), умножается на 0,5; для сварных сеток и каркасов из холоднотянутой проволоки — на 1,25.

ОСНОВНЫЕ УКАЗАНИЯ ПО КОНСТРУИРОВАНИЮ

МИНИМАЛЬНОЕ АРМИРОВАНИЕ

Сечение растянутой арматуры в процентах от площади расчетного сечения бетона (bh_0) для изгибаемых, внецентренно растянутых и внецентренно сжатых (с большими эксцентриситетами) железобетонных элементов должно быть не менее указанного в табл. 1.57.

Таблица 1.57

Минимальное сечение растянутой арматуры (в процентах) от площади расчетного сечения бетона

Марки стали или вид арматуры	Марка бетона				
	35—75	100—150	200	300—400	500—600
Ст 0 и Ст. 3	0,10	0,10	0,15	0,20	0,25
Арматура горячекатаная периодического профиля из стали марок Ст.5 и 25ГС, холодносплющенная, арматура сварных сеток и сварных каркасов из холоднотянутой проволоки из Ст.0 и Ст.3	—	0,10	0,10	0,15	0,20

Для тавровых сечений с полкой в сжатой зоне указанные проценты армирования относятся к площади сечения, равной произведению ширины ребра b на полезную высоту h_0.

Для конструкций, рассчитываемых с учетом усадки, ползучести бетона, температурных деформаций и других, не учитываемых при обычных расчетах воздействий минимальное сечение растянутой арматуры, приведенное в табл. 1.57, может быть уменьшено на 50%.

Сечение продольной арматуры центрально сжатых элементов, а также внецентренно сжатых элементов при малых эксцентриситетах должно быть не менее: 0,5% от площади расчетного сечения бетона при горячекатаной арматуре из стали марок Ст. 0 и Ст. 3; 0,4% от площади расчетного сечения бетона при горячекатаной арматуре периодического профиля из стали марок Ст. 5 и 25ГС или холодносплющенной арматуре.

Кроме этого, площадь сечения рабочей арматуры на одной стороне сечения внецентренно сжатых элементов при малых эксцентриситетах продольной силы, а также площадь сечения сжатой арматуры, вводимая в расчет для внецентренно растянутых элементов должны составлять не менее 0,2% от расчетной площади сечения бетона.

АНКЕРОВКА АРМАТУРЫ

Концы растянутых стержней периодического профиля (горячекатаных и холодносплющенных) выполняются без крюков.

Концы растянутых стержней гладкой арматуры выполняются без крюков в случае применения их в сварных сетках и каркасах. В отдельных случаях (при невозможности приварки дополнительных анкерующих стержней) в гладких стержнях сварных сеток могут устраиваться крюки.

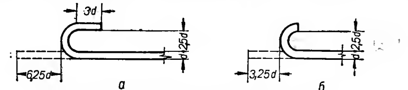


Рис. 1.54. Полукруглые крюки для гладких стержней:
а — при ручной заготовке; *б* — при машинной заготовке.

Концы растянутых стержней гладкой арматуры при применении их в виде отдельных стержней или в вязаных сетках и каркасах в конструкциях из тяжелого бетона должны быть снабжены полукруглыми крюками с диаметром в свету 2,5 d и длиной прямого участка $3d$ (рис. 1.54,*а*). При машинном гнутье прямой участок длиной 3 d отсутствует (рис. 1,54,*б*).

При составлении спецификации добавка на один крюк равна $6{,}25d$ при ручной заготовке и $3{,}25d$ — при машинной заготовке. Величины добавок на крюки в зависимости от диаметров стержней приведены в табл. 1.58.

В конструкциях из легкого бетона гладкая арматура диаметром до 8 *мм* снабжается обычными крюками, при диаметре арматуры от 8 до 12 *мм* диаметр крюков вместо размера 2,5 d принимается $5d$. При легком бетоне в крюках и в местах перегиба стержней диаметром более 12 *мм*, кроме того, должны быть уложены коротыши диаметром не менее диаметра основной рабочей арматуры.

Если диаметры стержней более 16 *мм*, коротыши должны быть приварены к арматуре.

Таблица 1.58

Добавки к длинам круглых стержней на крюки (в *мм*)

Диаметр *d* (в *мм*)	При машинной заготовке на		При ручной заготовке на	
	1 крюк 3,25 *d*	2 крюка 6,5 *d*	1 крюк 6,25 *d*	2 крюка 12,5 *d*
6	20	40	40	80
8	30	50	50	100
10	40	70	60	130
12	40	80	80	150
14	50	90	90	170
16	50	100	100	200
18	60	120	110	230
20	70	130	130	250
22	70	140	140	280
24	80	160	150	300
27	90	180	170	340
30	100	200	190	380
33	110	210	210	410
36	120	230	230	450
40	130	250	250	500

Концы гладких сжатых стержней диаметром до 12 *мм*, а также концы продольной арматуры в центрально сжатых элементах независимо от диаметра могут заканчиваться без крюков.

Концы рабочей арматуры в панелях, плитах и элементах настилов должны отстоять от торцовых сторон этих элементов на расстояние не более 5 *мм*.

Анкеровка нижней арматуры на крайних свободных опорах при бетоне марки не ниже 100 должна производиться следующим образом:

1. При $Q \leqslant mR_p bh_0$, т. е. когда поперечная арматура по расчету не требуется.

Стержни доводятся до торца элемента, но не меньше чем на 5 d за внутреннюю грань свободной опоры. При этом (в случае применения гладких стержней в сварных сетках и каркасах) за гранью опоры должен находиться хотя бы один поперечный стержень сетки (рис. 1.55,*а*) или каркаса (рис. 1.56,*а*).

Для соблюдения этого условия при разрезке рулонных сеток следует предусматривать приварку у краев сетки дополнительных стержней (рис. 1.55,*б*) или устройство крюков на концах стержней (рис. 1.55,*в*).

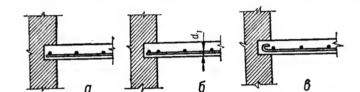


Рис. 1.55. Анкеровка сварных сеток на свободных опорах плит:
а — крайний монтажный стержень расположен за гранью опоры; *б* — дополнительный монтажный стержень приварен к концам рабочих стержней; *в* — на концах рабочих стержней сетки устраиваются крюки.

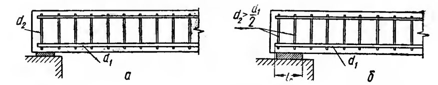


Рис. 1.56. Анкеровка сварных каркасов на свободных опорах балок:
а — поперечная арматура по расчету не требуется; *б* — поперечная арматура требуется по расчету.

При необходимости в отдельных случаях заделки стержней за грань свободной опоры менее чем на 5d должна быть предусмотрена приварка этих стержней к специальным закладным деталям из профильного или

лнстового металла нлн какие-либо иные специальные меры для уснления анкеровкн арматуры;

2. Прн $Q > mR_p bh_0$, т. е. когда поперечная арматура требуется по расчету:

а) растянутые стержни арматуры пернодического профиля (горячекатаной нлн холодносплющенной) во всех случаях должны быть заведены за внутреннюю грань свободной опоры не менее чем на $15d$ при бетоне марки 150 и нnже и не менее чем на $10d$ прн бетоне марки 200 н выше;

б) гладкне растянутые стержни, применяемые в сварных каркасах, должны быть заведены за внутреннюю грань свободной опоры не менее чем на $15d$, при этом на длнне l_0 в пределах опоры должно располагаться не менее двух поперечных стержней (рнс. 1.56,б);

в) гладкне растянутые стержни, применяемые в внде отдельных стержней, должны быть заведены за внутреннюю грань свободной опоры не менее чем на $15d$ и заканчнваться крюком.

Рис. 1.57. Анкеровка сварных каркасов на свободных опорах балок путем постановки дополнительных корытообразиых сеток.

Длнну запуска стержней за грань свободной опоры допускается уменьшать на $5d$ против велнчнн, указанных выше в пп. а) и б). прн условии увеличення на длине $l_0 + 1{,}5h$ от конца балки поперечной арматуры на 50% протнв требуемой по расчету (h — высота поперечного сечення балки).

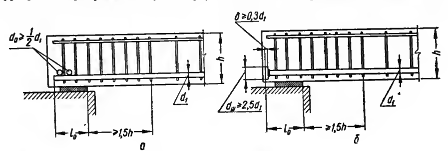


Рис. 1.58. Анкеровка свариых каркасов на свободных опорах балок приваркой к продольиым стержиям дополнительных анкерующих стержней или шайб: а — анкериые стержнн $d_a \geq \frac{1}{2} d_1$; б — шайбы диаметром $d_ш \geq 2{,}5d_1$ и толщиной $\delta \geq 0{,}3d_1$.

Дополннтельная арматура на указанном участке должна устанавлнваться либо в внде корытообразно согнутых сеток, либо путем увелнчения днаметра нлн колнчества поперечных стержней (рис. 1.57).

В балках малой шнрины, армнруемых только одним плоскнм лнбо сдвоенными каркасамн, прн уменьшенни длины запуска протнв велнчин, указанных выше в пп. а) и б), следует на длине $l_0 + 1{,}5h$ от конца уменьшнть шаг поперечной арматуры либо увелнчнть ее днаметр. Прн этом необходнма, кроме того, прнварка дополннтельных анкерующнх стержней нлн шайб (рнс. 1.58).

Принятие в случае необходимости длины запуска стержней за грань свободной опоры менее $10d$ при бетоне марки до 150 и менее $5d$ при бетоне марки 200 и выше может быть допущено только при условии осуществления специальных конструктивных мероприятий, например, путем приварки к концам стержней закладных деталей из профильного или листового металла. Размеры закладных деталей и сварных швов должны определяться расчетом.

Гладкие прямые растянутые стержни должны быть продолжены за сечение, где они не требуются по расчету, не менее чем на $20d$ (считая от касательной к крюку).

Продольные сжатые гладкие стержни должны быть заведены за сечение, где они не требуются по расчету, не менее чем на $15d$ при наличии крюков на концах стержней, а также в сварных каркасах и сетках и не менее чем на $20d$ при отсутствии крюков в вязаных каркасах и сетках.

Продольные сжатые стержни периодического профиля (горячекатаные и холодносплющенные) должны быть заведены за сечение, где они не требуются по расчету, не менее чем на $15d$.

ОТОГНУТЫЕ СТЕРЖНИ

Отогнутые стержни применяются преимущественно при армировании железобетонных конструкций отдельными стержнями.

Применение отгибов в сварных каркасах допускается, но не рекомендуется.

Отгибы стержней арматуры должны выполняться по дуге круга радиусом не менее $10d$.

Концы отогнутых стержней снабжаются прямым участком. Длина прямого участка должна быть не менее $10d$ в сжатой зоне и $20d$ в растянутой зоне.

Прямой участок гладких стержней должен иметь на конце крюк.

Стержни с отгибами следует располагать по возможности не у боковых граней, а в средней части сечения на расстоянии не менее $2d$ от боковых граней балок.

Нормальный наклон отогнутых стержней к оси продольной арматуры следует принимать равным 45°. В балках высотой более 0,8 *м* и в балках-стенках допускается наклон отгибов в 60°, а в низких балках и при сосредоточенных нагрузках — более пологий уклон, но не менее 30°.

В плитах перекрытий наклон отогнутых стержней следует принимать равным 30°.

Применение отгибов в виде «плавающих» прутьев не допускается.

СТЫКИ АРМАТУРЫ

Стыки стержней арматуры могут выполняться при помощи электросварки (контактной или дуговой) либо без сварки — внахлестку.

Выбор типа стыка следует производить, сообразуясь с имеющимся оборудованием, видом арматуры, диаметром и расположением стержней в конструкции, назначением конструкции и удобством укладки бетона.

Стыки отдельных стержней и стержней в каркасах рекомендуется, как правило, осуществлять с помощью электросварки.

Стыкование стержней горячекатаной арматуры диаметром до 16 *мм* может производиться как путем электросварки, так и внахлестку без сварки, за исключением затяжек, в которых стыки должны быть сварными независимо от диаметра.

Сварные стыки

Во всех случаях, когда стыкование стержней может быть произведено до монтажа арматуры, рекомендуется применять контактную стыковую сварку (рис. 1.59).

Не допускается контактная сварка для горячекатаной арматуры (гладкой и периодического профиля) при диаметрах стержней менее 10 *мм* и для холоднообработанной арматуры (сплющенной и подвергнутой силовой калибровке) при диаметрах стержней менее 14 *мм*.

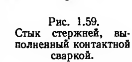


Рис. 1.59. Стык стержней, выполненный контактной сваркой.

Площадь сечения рабочих стержней из холоднообработанной арматуры, стыкуемых с помощью контактной сварки в одном сечении или в сечениях, расположенных друг от друга на расстоянии менее $30d$, должна быть не более 25% общей площади сечения рабочих стержней.

Допускается соединять с помощью контактной сварки стержни различного диаметра, но с соотношением площадей поперечного сечения не более 1,5.

При помощи дуговой сварки должны, как правило, осуществляться монтажные стыки.

Дуговая сварка может применяться для соединения стержней при заготовке арматуры только при отсутствии контактных стыковых машин.

Стыки горячекатаной арматуры (гладкой и периодического профиля) при помощи дуговой сварки могут выполняться внахлестку с применением подкладок и накладок либо ванным способом.

Рис. 1.60. Стык стержней внахлестку, выполненный дуговой сваркой при двустороннем фланговом шве.

Стыки холодносплющенных стержней периодического профиля при помощи дуговой сварки могут выполняться только с применением накладок.

Не допускается дуговая сварка стыков стержней из стали, подвергнутой силовой калибровке.

Стыки горячекатаной арматуры диаметром более 20 *мм* следует выполнять ванным способом.

Концы стержней, стыкуемых внахлестку, отгибаются таким образом, чтобы за пределами стыка стержни находились на одной прямой и не разгибались под действием растягивающего усилия.

Длина нахлестки гладких стержней должна быть при двустороннем шве (рис. 1.60) не менее $4\ d$, при одностороннем — не менее $10\ d$ для стержней периодического профиля — $8\ d$.

Дуговая сварка стыков стержней из горячекатаной стали на накладках производится:

а) в случаях, когда доступ к стержням затруднен (рис. 1.61,*а* и *в*),

б) в случаях, когда доступ к стержням возможен с двух сторон (рис. 1.61,*б*).

На рис. 1.62 показана дуговая сварка стыков стержней холодносплющенной арматуры периодического профиля с накладками.

В стыках внахлестку и с накладками высота сварного шва h должна быть равна 0,25 диаметра стыкуемых стержней, но не менее 4 *мм*; ширина сварного шва B (рис. 1.63) должна составлять 0,5 диаметра, но не менее 10 *мм*.

Общая площадь поперечного сечения накладок может быть определена по формуле

$$F_{н} = \gamma F \frac{m_{а} R_{а}}{m_{ан} R_{ан}} *, \qquad (1.249)$$

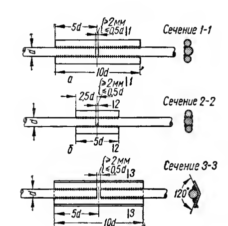


Рис. 1.61. Стык стержией периодического профиля, выполиеиный дуговой сваркой с иакладками (для гладких стержией вместо 2,5d, 5d, 10d прииимается 2d, 4d и 8d).

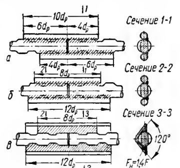


Рис. 1 62. Стыки холодиосплющениой арматуры периодического профиля, выполияемые дуговой сваркой с иакладками:

а, б — стык с накладками из круглых стержней; *в* — стык с накладкой из полосы, согнутой под углом 120°.

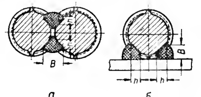


Рис. 1.63. Схема измеряемых размеров свариых флаиговых швов:

а — прн соедниении стержней друг с другом; *б* — при соедииенни стержией с лнстовым металлом.

где F — площадь сечения стыкуемого стержня;

$m_{а} R_{а}$ — коэффициент условий работы и расчетное сопротивление стыкуемых стержней;

$m_{ан} R_{ан}$ — коэффициент условий работы и расчетное сопротивление накладок.

Дуговая сварка стыков стержней горячекатаной стали с применением подкладок и с заваркой торцов выполняется для горизонтально расположенных при сварке стержней по рис. 1.64. Толщина подкладок в виде желоба или уголка должна быть не менее 0,2d, но не менее 4 *мм*. Длина подкладок должна быть равна 2d, но не менее 30 *мм*.

Общая площадь поперечного сечения подкладок должна быть не менее вычисленной по формуле

$$F_{п} = 0{,}6F \frac{m_{а} F_{а}}{m_{ап} R_{ап}}, \qquad (1.250)$$

* γ для стали ст. 0 и ст. 3 при $d \leqslant 40$ *мм* принимается 1,2; при $d > 40$ *мм* $\gamma = 1{,}5$; для сталей ст. 5 и 25ГС при $d \leqslant 40$ *мм* $\gamma = 1{,}5$ и при $d > 40$ *мм* $\gamma = 2{,}0$.

где $m_{ап}R_{ап}$ — коэффициент условий работы и расчетное сопротивление подкладки.

Дуговую сварку стержней из горячекатаной стали (гладких и периодического профиля) диаметром от 20 до 90 *мм* рекомендуется осуществлять ванным способом (рис. 1.65).

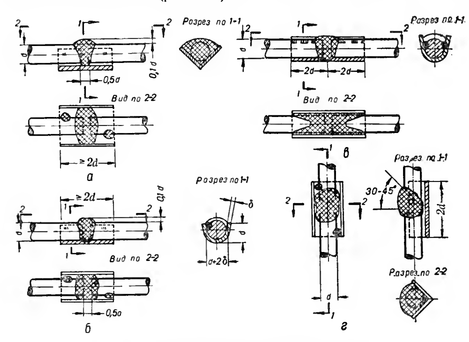


Рис. 1.64. Стыки стержней:

а — с уголковой подкладкой и заваркой торцов; *б* — с желобчатой подкладкой и заваркой торцов; *в* — с желобчатой накладкой и заваркой торцов; *г* — расположенных при сварке вертикально или под углом до 45° с уголковой подкладкой и заваркой торцов.

Стыкование сварных сеток при помощи сварки производится одним из следующих способов:

а) дуговой сваркой рабочих стержней с накладками;

б) при помощи стальной полосы с приваркой к ней каждого рабочего стержня двумя фланговыми швами.

Стыкование на месте установки сварных каркасов и сеток при помощи дуговой сварки должно осуществляться с соблюдением следующих условий:

а) стыкование стержней диаметром более 12 *мм* надлежит производить преимущественно ванным способом;

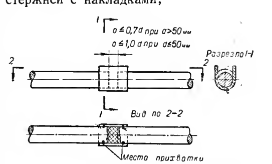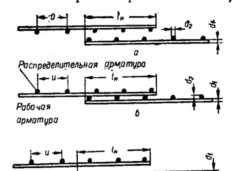


Рис. 1.65. Стык стержней, выполняемый ванным способом.

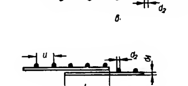
б) при соединении сеток стальной полосой общая длина фланговых швов на каждом стержне должна быть не менее $10d$.

Стыки внахлестку без сварки

Стыки внахлестку без сварки рекомендуется применять для соединения сварных сеток или сварных каркасов и вязаных сеток и каркасов в тех случаях, когда сварные стыки трудноосуществимы.

Устройство стыков внахлестку без сварки не разрешается (за исключением сварных каркасов и сеток) в элементах, работающих на осевое растяжение или внецентренное растяжение при малых эксцентриситетах.





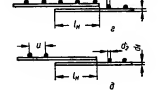


Рис. 1. 66. Стыки сварных сеток в рабочем направлении внахлестку без сварки: *а* — с расположением поперечных стержней стыкуемых сеток в одной плоскости; *б* — с расположением поперечных стержней стыкуемых сеток в разных плоскостях; *в* — с расположением рабочих стержней стыкуемых сеток в одной плоскости; *г* — при отсутствии поперечных стержней по длине стыка в одной из стыкуемых сеток; *д* — при отсутствии поперечных стержней по длине стыка в обеих стыкуемых сетках.

Стыковать растянутую арматуру без сварки разрешается только в плитах и стенках при условии расположения стыков вразбежку. В этом случае следует принимать длину нахлестки в стыках равной $40d$; при холодносплющенной арматуре — $45\,d$, а при арматуре из стали марки 25ГС — $50d$.

Стыки арматуры внахлестку (без сварки) во всех случаях должны располагаться вразбежку.

При наличии (по ширине элемента) нескольких сварных каркасов или сеток суммарная площадь поперечного сечения рабочих стержней, стыкуемых в одном месте, при расстоянии между осями стыков (по длине стыкуемых стержней) менее длины стыка должна составлять не более 50% общей площади рабочей арматуры в сечении элемента.

Широкие сварные сетки, укладываемые по одной-две на всю ширину элемента, должны стыковаться в сечениях, где изгибающий момент составляет не более 50% максимального.

Стыки вязаных каркасов и сеток внахлестку без сварки допускаются при условии, чтобы суммарная площадь стыкуемых в одном сечении стержней составляла: при арматуре из стержней периодического профиля не более 50%, а при арматуре из гладких стержней не более 25% общей площади рабочей арматуры.

Стыки сварных сеток внахлестку без сварки в рабочем направлении могут осуществляться по рис. 1.66.

Длина перепуска $l_н$ в стыках сеток на рис. 1.66 должна приниматься по табл. 1.59, но не менее 250 *мм*.

При расположении стыков в сжатой зоне длина нахлестки $l_н$ уменьшается на $10d$ против величин, указанных в табл. 1.59.

В стыках сварных сеток из гладких стержней в каждой сетке по длине стыка должно располагаться не менее трех поперечных стержней.

Таблица 1.59

Длина перепуска $l_н$ сварных сеток и каркасов в местах рабочих стыков внахлестку без сварки, расположенных в растянутой зоне при $d_1 \leqslant 32$ мм

Вид арматуры диаметром d_1	Тип стыка (по рис.)	Минимальная длина перепуска (нахлестки) при марке бетона	
		100 и 150	200 и выше
1. Сталь горячекатаиая периодического профиля марки Ст. 5	1.66,а, б, в 1.66, г, д	30 d_1 35 d_1	25 d_1 30 d_1
2. Круглый прокат из сталн марки Ст. 0 и Ст. 3	1.66, а, б, в	35 d_1	30 d_1
3. Сталь холодиосплющеиная периодического профиля	1.66, а, б, в 1.66, г, д	35 d_1 40 d_1	30 d_1 35 d_1
4. Холодиотяиутая проволока	1.66, а, б, в	40 d_1	35 d_1
5. Круглый прокат из стали марок Ст. 0 и Ст. 3, подвергиутый силовой калибровке	1.66, а, б, в	40 d_1	35 d_1
6. Сталь горячекатаиая периодического профиля марки 25ГС	1.66, а, б, в 1.66, г, д	40 d_1 45 d_1	35 d_1 40 d_1

При устройстве стыков внахлестку сварных сеток нз стержней диаметром более 10 *мм*, расположенных в растянутой зоне конструкцнн, необходимо провернть выполнение следующего условия:

$$d_1 \leqslant \frac{30vR_p}{m_a R_a}, \qquad (1.251)$$

где v — мнннмальное расстоянне между рабочнмн стержнямн.

В случае несоблюдения этого условня необходнмо в местах стыков ставить дополнннтельную арматуру в виде хомутов, заводя нх в сжатую зону. Площадь сечення этнх хомутов f_x на каждый стыкуемый стержень сетки площадью f_a должна составлять не менее

$$f_x = 0{,}4 f_a \frac{m_a R_a}{m_{ax} R_{ax}}, \qquad (1.252)$$

где R_{ax} — расчетное сопротнвление дополннтельных хомутов;

m_{ax} — коэффнцнент условий работы дополннтельных хомутов.

Дополннтельная арматура может выполняться в вnде сварных сеток (рис. 1.67).

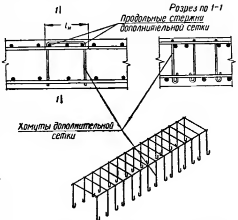


Рис. 1.67. Дополнительные сварные сетки и хомуты, укладываемые в местах стыков основных сварных сеток.

Стыкн сварных сеток в нерабочем направлении (рис. 1.68) выполняются внахлестку с перепуском (считая длнну перепуска между крайннми рабочнми стержнями сеток): при днаметре распределнтельной арматуры менее 4 *мм* — на 50 *мм*, а прн днаметре распределительной арматуры более 4 *мм* — на 100 *мм*.

При днаметре рабочей арматуры 16 *мм* и более стыки сварных сеток в нерабочем направленнн осуществляются путем укладки дополни-

тельных стыковых сеток с перепуском в каждую сторону на $15d_2$, но не менее 100 *мм* (рис. 1.68).

Устройство описанных стыков сеток в нерабочем направленнн не требуется в случае укладкн сварных полосовых сеток в двух направленнях при налнчни железобетонных балок, расположенных вдоль распределнтельной арматуры сеток нлн прн дополнительном конструктнвном армнрованнн в направленин распределительной арматуры сеток.

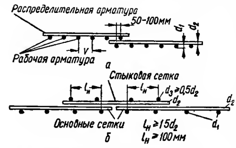


Рис. 1.68. Стыки сварных сеток в нерабочем направлеиии:
а — внахлестку; *б* — с укладкой легких стыковых сеток.

Стыкованне внахлестку без сварки каркасов допускается только для каркасов с одностороннм расположеннем рабочих стержней. Длина перепуска сварных каркасов (рнс. 1.69) должна быть не менее величины $l_н$, указанной в табл. 1.59. В каркасах с рабочей арматурой нз гладких стержней на длнне стыка должно быть расположено не менее трех прнваренных стержней поперечной арматуры.

В балках по длнне стыка каркасов должны располагаться корытообразные сварные сетки с шагом поперечных стержней не более $5d_1$ нлн вязаные хомуты (если расстоянне между поперечнымн стержнями сеток по условиям табл. 1.15 не может быть прнннято равным $5d_1$).

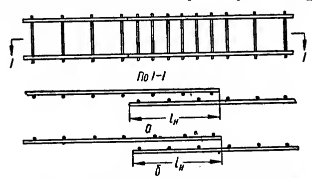


Рис. 1.69. Стык сварных каркасов с одностороннм расположеннем рабочих стержней:
а — при расположении поперечных стержней в одной плоскости;
б — при расположении поперечных стержней в разных плоскостях.

Стыкн внахлестку без сварки рабочнх стержней арматуры вязаных каркасов и сеток осуществляются перепуском их на величину не менее указанной в табл. 1.60. Расстоянне между хомутамн по длнне стыка сжатых стержней вязаных каркасов должно пазначаться не более $10d_1$.

При расположенни стыков в сжатой зоне длнна нахлесткн $l_н$ уменьшается на $10d_1$ против величнн, указанных в табл. 1.60.

При отсутствни в сжатых гладкнх стержнях крюков велнчина $l_н$ независимо от маркн бетона принимается равной $30d_1$.

В местах стыков растянутой арматуры, выполняемых внахлестку без сваркн, в сеченнях, где растянутая арматура нспользуется полностью, расстоянне между хомутамн должно быть не более 5 диаметров рабочей арматуры.

Таблица 1.60

Длина перепуска концов растянутых стержней вязаных каркасов и сеток $l_н$ в местах рабочих стыков внахлестку без сварки

Вид арматуры диаметром d_1	Минимальная длина перепуска $l_н$ (нахлестки) при марке бетона	
	100 и 150	200 и выше
Сталь горячекатаная периодического профиля марки Ст. 5	$35\,d_1$	$30\,d_1$
Круглый прокат из стали марок Ст. 0 и Ст. 3	$35\,d_1$	$30\,d_1$
Сталь холодносплющенная периодического профиля	$40d_1$	$35\,d_1$
Сталь горячекатаная периодического профиля марки 25ГС	$45\,d_1$	$40\,d_1$

РАССТОЯНИЕ МЕЖДУ СТЕРЖНЯМИ АРМАТУРЫ

Расстояние в свету между стержнями продольной арматуры вязаных каркасов в горизонтальных или наклонных элементах (балках, ригелях) должно составлять не менее диаметра стержней и не менее 25 *мм* для нижней арматуры и 30 *мм* для верхней. При расположении нижней арматуры более чем в два ряда расстояние между стержнями в третьем и последующих рядах увеличивается вдвое.

Расстояние между рядами арматуры по высоте должно быть не менее диаметра стержней и не менее 25 *мм*.

В колоннах расстояние между продольными стержнями в свету должно быть не менее 50 *мм*.

В сборных колоннах, бетонируемых в горизонтальном положении, минимальное расстояние между стержнями продольной арматуры должно приниматься, как для горизонтальных элементов.

Расстояние между рабочими стержнями в плитах (при армировании отдельными стержнями) должно быть не менее 70 *мм* и не более: а) в плитах толщиной до 15 *см* — 200 *мм* и б) в плитах толщиной более 15 *см* — $1{,}5h_п$, где $h_п$ — толщина плиты.

Расстояния между стержнями арматуры в сварных сетках и каркасах должны приниматься в соответствии с табл. 1.14 и 1.15.

При наличии в каркасах колонн более трех продольных стержней расстояния между ними должны быть не менее величины c, указанной в табл. 1.15.

Расстояние в свету между стержнями арматуры периодического профиля принимается без учета выступов и ребер стержней.

ЗАЩИТНЫЙ СЛОЙ БЕТОНА

Толщина защитного слоя бетона для рабочей арматуры должна приниматься:

а) в плитах и стенках толщиной до 100 *мм* включительно: из тяжелого бетона — не менее 10 *мм*; из легкого бетона — не менее 15 *мм*;

б) в плитах и стенках толщиной более 100 *мм* и в ребрах часторебристых перекрытий — не менее 15 *мм*;

в) в балках и колоннах при диаметре продольной арматуры до 20 *мм* — не менее 20 *мм*; при диаметре арматуры более 20 *мм* не менее 25 *мм*;

при диаметре продольной арматуры более 36 *мм* рекомендуется принимать толщнну защитного слоя бетона не менее 30 *мм*, а при применении в качестве арматуры фасонного проката — 50 *мм*;

г) для нижней арматуры монолитных фундаментов прн наличии подготовки, в сборных фундаментах и в фундаментных балках не менее 35 *мм*;

д) для нижней арматуры монолитных фундаментов при отсутствии подготовкн не менее 70 *мм*.

Хомуты н поперечные стержни должны отстоять от поверхностн бетона не менее чем на 15 *мм*.

В элементах трубчатого (кольцевого) сечения расстояние от стержней продольной арматуры до внутренней поверхности должно быть не менее, чем до наружной.

При систематических воздействиях дыма, паров кислот и высокой влажностн указанные толщины защитного слоя должны быть увеличены не менее чем на 10 *мм*.

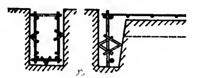


Рис. 1.70. Упоры для фиксирования каркасов в форме.

Прн назначенин толщнны защитного слоя должны учитываться требовання «Противопожарных норм строительного проектирования промышленных предприятий и населенных мест» (Н 102—54).

Толщина защитного слоя сборных железобетонных конструкций заводского изготовления из тяжелого бетона марки не менее 200 может быть уменьшена на 5 *мм*, но должна быть не менее 10 *мм* для плнт н не менее 20 *мм* для балок и колонн.

При отсутствии агресснвных воздействнй, а также повышенных требований к огнестойкости уголкн несущих каркасов разрешается располагать по углам колонн без защитного слоя. При этом сеченне дополнительной арматуры, имеющей нормальный защитный слой, должно быть не менее 0,5% от площади расчетного сечения бетона прн горячекатаной арматуре нз стали марок Ст. 0 и Ст. 3 н 0,4% — при горячекатаной арматуре пернодического профиля нз стали марок Ст. 5 и 25ГС илн холодносплющенной арматуре.

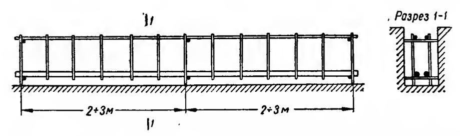


Рис. 1.71. Арматурный каркас балки с упорами в виде удлиненных поперечных стержней.

В элементах сборных конструкций, имеющих подрезки у опор, толщина защнтного слоя нижней продольной арматуры на длине подрезки должна быть не более толщины защнтного слоя этой арматуры в пролете элемента.

Для фиксацни величины защитного слоя размеры хомутов следует показывать в свету (по внутреннему размеру), а в отогнутых стержнях показывать полную высоту отгиба (по наружному размеру).

Для обеспечения требуемой величины защитного слоя к арматурным каркасам приваривают специальные стержни, упирающиеся в стенки и днище формы (рис. 1.70), либо удлиняют поперечные стержни в горизонтальном и вертикальном направлениях, фиксирующие положение каркаса относительно формы (рис. 1.71) и т. п. Правильное положение верхней арматуры в монолитных плитах должно быть обеспечено установкой подставок («лягушек») из круглой стали или специальных каркасов, составленных в козлы по два (рис. 1.72). Правильное положение арматуры может быть также обеспечено бетонными подкладками или специальными устройствами в самих формах.

Рис. 1.72. Упор для поддерживания верхних сеток в виде каркасов, расположенных под углом друг к другу.

ОСНОВНЫЕ ДАННЫЕ ПО РАСЧЕТУ И КОНСТРУИРОВАНИЮ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Усилия в статически неопределимых системах рекомендуется определять методом предельного равновесия, т. е. с учетом перераспределения усилий вследствие пластических деформаций бетона и арматуры, а также наличия трещин в растянутой зоне бетона*.

Усилия в элементах статически неопределимых систем, для которых величина и характер распределения нагрузки зависят от жесткости (например, в фундаментах), определяются с учетом жесткости этих элементов в предельном состоянии.

При отсутствии указаний о способе определения усилий в статически неопределимой системе методами предельного равновесия статический расчет их может производиться, как упругих систем.

Метод предельного равновесия не следует применять:

а) для расчета конструкций, в которых в эксплуатационной стадии работы не допускаются трещины;

б) для расчета железобетонных конструкций, в которых несущая способность исчерпывается не от потери прочности, а от потери устойчивости конструкции в целом или отдельных ее частей, вызванной уменьшением жесткости элементов вследствие развития пластических деформаций;

в) для расчета конструкций, армированных холодносплющенной арматурой.

При проектировании железобетонных конструкций следует:

а) указывать в проектах порядок монтажа сборных железобетонных конструкций, места захвата конструкций при их подъеме и перемещении, мероприятия по временному обеспечению их устойчивости, а также мероприятия, обеспечивающие общую жесткость и устойчивость возводимых зданий и сооружений;

б) указывать в проектах принятые марки материалов и коэффициенты условий работы.

В проектах бетонных и железобетонных деталей и элементов сборных конструкций, образцы которых испытываются до разрушения, должны указываться схемы испытания этих элементов, величина контрольной нагрузки, а также контрольные значения прогибов;

* Метод предложен докт. техн. наук проф. А. А. Гвоздевым.

в) указывать в проектах требуемую прочность бетона (кубиковую) к моменту подъема конструкцнй, а для элементов заводского нзготовлення — также прочность бетона в моменту сдачн конструкцнй заказчнку;

г) обращать особое вниманне иа создание достаточного опирания элементов н тщательиую анкеровку растянутой арматуры;

д) указывать на рабочнх чертежах сборных конструкций наименьшне размеры опорных площадей н способы опнрання;

е) учитывать прн проектнрованнн элемеитов сборных конструкций необходнмость заполнения швов между нимн бетоном нлн раствором. На чертежах сборных конструкцнй указывать требовання по залнвке швов;

ж) прнннмать толщнну рабочнх стенок н полок сборных элемеитов не менее 3 *см*, нерабочнх — не менее 2 *см*;

з) стыкн сборных железобетонных элементов, работающне иа нзгибающне моменты нли растягнвающне уснлня, а также стыки колонн миогоэтажных зданий осуществлять, как правнло, путем сваркн стальиых закладных частей, забетоннрованных в элементы или прнваренных к арматуре, а также путем сваркн основной арматуры. Прочие стыкн следует, как правнло, замонолнчнвать путем залнвкн зазоров между сборными элементами бетонной смесью нли раствором. Для защнты от коррозии, обеспечення огнестойкостн н повышення жесткости сварные стыки должны заливаться раствором илн бетонной смесью на мелком заполннтеле. Сварные стыки необходимо конструнровать таким образом, чтобы при передаче через них уснлнй не происходнло разгибання закладных частей и накладок;

н) закрепление закладных частей в железобетонном элементе осуществлять непосредственной заделкой нх в бетоне, а также путем прнваркн к арматурным каркасам н сеткам нлн специальным анкерам. В случае устройства анкеров рекомендуется выполнять нх из стержней перноднческого профиля. Закрепленне закладных частей на каркасах н сетках пронзводить дуговой сваркой в кондукторах, обеспечнвающнх нх проектное расположенне. Прн этом необходимо обеспечивать несмещаемость каркаса в формах в процессе бетонировання;

к) в элементах сборных конструкцнй, нмеющнх у опор подрезкн, последнне принимать не более:

при высоте плиты или ребер	8—10 *см*	1,5 *см*
» » » » »	более 10 *см*	2,0 »

При высоте ребер менее 8 *см* устройство подрезки ие рекомендуется;

л) укладывать арматуру сборных коиструкцнй в опалубку в внде одиого, заранее укрупненного пространствеииого каркаса. Соеднненне между собой отдельных плоских каркасов и сеток рекомеидуется производнть путем электросварки. Легкне сетки и каркасы могут связываться между собой вязальной проволокой;

м) при расчете сборных железобетонных конструкций производить проверку на усиления, возннкающне прн перевозке н моитаже. Усилня вычнсляются как прн дополннтельном сочетаннн нагрузок, а собственный вес элемента вводнтся в расчет с коэффицнентом днпамнчностн 1,5.

ПЛИТЫ

Общие указания

Толщнна балочных плит монолнтных перекрытнй с отношеннем сторон $l_2 : l_1 > 2$ должна быть не менее: для покрытнй — 6 *см*, для междуэтажных перекрытий гражданскнх зданий — 7 *см*, для междуэтажных перекрытнй производственных здаиий — 8 *см*, под проездамн — 10 *см*.

При изготовлении балочных плит из бетона марки 200 и более разрешается снизить указанные минимальные толщины плит на 1 *см*. При этом толщина плит должна быть не менее 6 *см*.

Толщина верхней железобетонной плиты настилов и часторебристых перекрытий должна быть не менее 25—30 *мм*.

Минимальная толщина балочных плит, а также плит других конструкций ориентировочно может быть установлена по табл. 1.61.

Таблица 1.61

Ориентировочные соотношения для наименьших толщин железобетонных плит

Конструкция и характер опирания плиты	Бетон	
	обычный	легкий
Балочные плиты:		
при свободном опирании	$1/35\ l$	$1/30\ l$
» упругой заделке	$1/45\ l$	$1/35\ l$
Плиты, опертые по контуру:		
при свободном опирании	$1/45\ l_1$	$1/38\ l_1$
» упругой заделке по контуру	$1/50\ l_1$	$1/42\ l_1$
Плиты кессонные часторебристых перекрытий:		
при свободном опирании	$1/30\ l_1$	$1/25\ l_1$
» упругой заделке по контуру	$1/35\ l_1$	$1/30\ l_1$
Плиты безбалочных перекрытий:		
при наличии надкапительных плит	$1/35\ l_2$	$1/30\ l_2$
» отсутствии надкапительных плит	$1/32\ l_2$	$1/27\ l_2$

Примечание. l_1 — меньший пролет; l_2 — больший пролет.

При пользовании табл. 1.61 толщина неразрезных плит или однопролетных плит, монолитно связанных с железобетонными балками, принимается, как и при упругой заделке, а толщина плит, опертых на стены,— как при свободном опирании.

Статический расчет плит

При расчете балочных плит, а также плит, опертых по контуру, в случае, если плиты окаймлены по всему контуру монолитно связанными с ними балками (рис. 1.73) и рассчитываются без учета распора, возникающего в предельном состоянии, надлежит вводить в расчет следующие коэффициенты условий работы m:

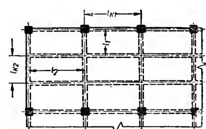


Рис. 1.73. Схема ребристого монолитного железобетонного перекрытия.

в сечениях промежуточных пролетов и над промежуточными опорами $m = 1{,}25$;

в сечениях крайних пролетов и над вторыми от края перекрытия опорами:

при $l_к/l < 1{,}5$ $\quad m = 1{,}25$;
при $1{,}5 \leqslant l_к/l \leqslant 2{,}0$ $\quad m = 1{,}10$,

где l — величнна расчетного пролета в направленнн, перпендикулярном краю перекрытия;

$l_к$ — величнна пролета, расположенного вдоль края перекрытня;

Прн $l_к/l > 2$ коэффнциент условнй работы m прнннмается равным 1,00.

Указанные коэффициенты условий работы не вводятся при расчете безбалочных перекрытнй.

Расчет балочных плнт методом предельного равновесня

Расчетные изгибающне моменты (на 1 *пог. м* ширины плиты) для балочных неразрезных плит с равнымн нлн отлнчающнмнся не более чем на 20% пролетами определяются по формулам:

а) пролетные моменты в среднних пролетах

$$M = \frac{(g+p)\,l_р^2}{16}; \qquad (1.253)$$

б) опорные моменты на промежуточных опорах (кроме первой промежуточной опоры)

$$M = -\frac{(g+p)\,l_р^2}{16}; \qquad (1.254)$$

в) пролетный момент в крайнем пролете*

$$M = \frac{(g+p)\,l_р^2}{11}; \qquad (1.255)$$

г) опорный момент на первой промежуточной опоре прн раздельном армнрованнн

$$M = -\frac{(g+p)\,l_р^2}{14}. \qquad (1.256)$$

В формулах (1.253) — (1.256) прнняты следующне обозначення:

g — расчетная постоянная равномерно распределенная нагрузка на 1 $м^2$ плиты;

p — расчетная временная равномерно распределенная нагрузка на 1 $м^2$ плиты:

$l_р$— расчетный пролет, прнннмаемый в завнснмостн от условнй опнрання плнты.

Для определення пролетных моментов в среднних пролетах н опорных моментов на промежуточных опорах (кроме первой промежуточной опоры) в качестве расчетного пролета $l_р$ прнннмается: а) при монолнтной связи плнты с железобетоннымн балкамн — пролет в свету (l_0), б) при опнрании плнты на стены — расстояние между осямн стен, но не более 1,05 l_0; в) прн опнраннн плнты на металлнческие балкн — расстоянне между осямн балок.

Для определения пролетного момента в крайнем пролете и опорного момента на первой промежуточной опоре в качестве расчетного пролета $l_р$ прнннмается: а) при монолитной связи конца плнты с железобетонной обвязочной балкой — пролет в свету (l_0); б) прн свободном опнранни конца плиты на стену н монолнтном соедннениин плиты на промежуточных опорах с железобетонными балкамн — пролет в свету плюс половнна толщнны плиты.

* Такой же по абсолютной величине и отрицательный по знаку момент принимается прн непрерывном армировании и для первой промежуточной опоры.

Полученные по формулам (1.254) и (1.256) опорные моменты представляют собой расчетные моменты для сечений плит у грани балок.

Расчет балочных плит с неравными пролетами рекомендуется производить следующим образом.

1. Величина пролетного момента в большем пролете принимается равной:

а) если бо́льший пролет плиты является крайним — в пределах

$$\frac{(g+p)\,l_p^2}{11} \geqslant M \geqslant \frac{(g+p)\,l_p^2}{14};$$

б) если бо́льший пролет является средним — в пределах

$$\frac{(g+p)\,l_p^2}{16} \geqslant M \geqslant \frac{(g+p)\,l_p^2}{24}.$$

2. В соответствии с принятой величиной расчетного пролетного момента для большего пролета плиты значения опорных моментов определяются из условия, чтобы полусумма опорных моментов плюс момент в середине пролета были равны

$$\frac{(g+p)\,l_p^2}{8}.$$

Определение опорных моментов удобно производить, пользуясь таблицами разд. III.

3. Полученные значения опорных моментов, уточненные в соответствии с фактическим армированием на опорах, принимаются как заданные при определении расчетных моментов в соседних пролетах.

Определение расчетных пролетных и опорных моментов в соседних пролетах удобно производить, пользуясь табл. 3.17

Расчет плит, опертых по контуру методом предельного равновесия *

В основу расчета положено предположение о предельном состоянии, характеризуемом условной схемой разрушения (рис. 1.74).



Рис. 1. 74. Условная схема разрушения опертой по контуру прямоугольной плиты под воздействием равномерно распределенной нагрузки.

Схема укладки арматуры в плите показана на рис. 1.75. При наличии в пролете отогнутых или обрываемых стержней расстояние от грани опоры до начала отгиба или обрываемого стержня (a) должно быть не более четверти меньшего пролета.

Основные обозначения:

q — расчетная равномерная нагрузка;

l_1 и l_2 — соответственно меньший и больший пролеты плиты;

$\overline{M}_1$, $\overline{M}_2$, $\overline{M}_I$, $\overline{M}'_I$, $\overline{M}_{II}$, $\overline{M}'_{II}$ — величины предельных пролетных и опорных моментов (рис. 1.76) на всю ширину плиты в сечениях $1-1$, $2-2$, $I-I$, $I'-I'$, $II-II$, $II'-II'$;

* Составлен с участием канд. техн. наук А. М. Дубинского.

M_1 — предельный момент в пролете на единицу ширины сечения, перпендикулярного пролету l_1;

M_2 — то же, для сечения, перпендикулярного пролету l_2;

$M_{\rm I}$ и $M'_{\rm I}$ — предельные моменты на опоре на единицу ширины сечений, перпендикулярных пролету l_1 (моменты постоянны по всей длине l_2);

$M_{\rm II}$ и $M'_{\rm II}$ — то же, для сечений, перпендикулярных пролету l_2 (моменты постоянны по всей длине l_1).

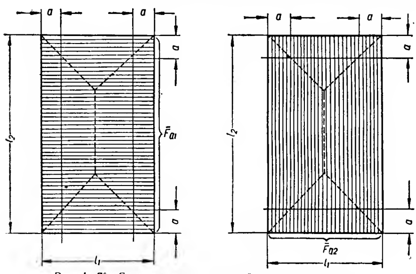


Рис. 1. 75. Схема укладки стержней арматуры в плите.

При расчете кессонных плит, армированных так, как показано на рис. 1.75, сумма пролетных и опорных предельных моментов (рис. 1.76) в каждой панели плиты должна удовлетворять условию:

$$\frac{ql_1^2}{12}(3l_2 - l_1) = 2\overline{M}_1 + 2\overline{M}_2 + \overline{M}_{\rm I} + \overline{M}'_{\rm I} + \overline{M}_{\rm II} + \overline{M}'_{\rm II}. \qquad (1.257)$$

Плиты, армированные сварными сетками, рассчитываются по формулам, выведенным из общего выражения (1.257):

а) при армировании согласно рис. 1.79, *а*

$$\frac{ql_1^2}{12}(3l_2 - l_1) = l_2(2M_1 + M_{\rm I} + M'_{\rm I}) + l_1(M_2 - M_1 + M_{\rm II} + M'_{\rm II}); \quad (1.258)$$

б) при армировании согласно рис. 1.79, *в* и 1.80

$$\frac{ql_1^2}{12}(3l_2 - l_1) = l_2(2M_1 + M_{\rm I} + M'_{\rm I}) + l_1(2M_2 + M_{\rm II} + M'_{\rm II}); \quad (1.259)$$

в) при армировании согласно рис. 1.84

при $l_к = \frac{1}{4} l_1$

$$\frac{ql_1^2}{12}(3l_2 - l_1) = l_2(2M_1 + M_{\rm I} + M'_{\rm I}) + l_1\left(\frac{3}{2}M_2 - \frac{1}{2}M_1 + M_{\rm II} + M'_{\rm II}\right); \quad (1.260)$$

при $\quad l_к = \frac{1}{8}\, l_1$

$$\frac{ql_1^2}{12}(3l_2 - l_1) = l_2(2M_1 + M_I + M_I') + l_1\left(\frac{7}{4}M_2 - \frac{1}{4}M_1 + M_{II} + M_{II}'\right). \quad (1.261)$$

Расчет кессонного перекрытия начинают со средних панелей. Выбрав соотношения между предельными моментами в пролетах и на опорах, выражают величины моментов в зависимости от одного из них, например M_1. Подставив полученные выражения в зависимости от характера армирования в одну из формул (1.257)—(1.261), находят этот момент (M_1) и, воспользовавшись принятыми соотношениями, определяют величины остальных моментов.

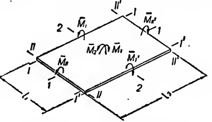


Рис. 1. 76. Условные обозначения предельных величин моментов, действующих по всей ширине пролетных и опорных сечений плиты.

Затем переходят к расчету соседних панелей. Имея величину опорного момента у общего ребра с предыдущей панелью, находят подобным же способом остальные моменты второй панели. Таким образом ведется расчет всех панелей.

Соотношения между предельными моментами рекомендуется принимать в пределах, указанных в табл. 1.62.

Таблица 1.62

Соотношения между предельными моментами

$\frac{l_2}{l_1}$	$\frac{M_2}{M_1}$	$\frac{M_I}{M_1}$ и $\frac{M_I'}{M_1}$	$\frac{M_{II}}{M_1}$ и $\frac{M_{II}'}{M_1}$
От 1,0 до 1,5	От 0,2 до 1,0	От 1,3 до 2,5	От 1,3 до 2,5
» 1,5 » 2,0	» 0,15 » 0,5	» 1,0 » 2,0	» 0,2 » 0,75

Соотношения между предельными опорными и пролетными моментами даны для заделанных краев панелей. На свободно опертых краях предельные опорные моменты в формулах (1.257) — (1.261) принимают равными нулю.

Значения предельных моментов на всю ширину плиты определяются по формулам:

$$\overline{M}_1 = mm_a zR\,\overline{F}_{\,1}; \quad (1.262)$$

$$\overline{M}_2 = mm_a zR_a\overline{F}_{a2}; \quad (1.263)$$

$$\overline{M}_I = mm_a zR_a\overline{F}_{aI}; \quad (1.264)$$

$$\overline{M}_I' = mm_a zR_a\overline{F}_{aI}; \quad (1.265)$$

$$\overline{M}_{II} = mm_a zR_a\overline{F}_{aII}; \quad (1.266)$$

$$\overline{M}_{II}' = mm_a zR_a\overline{F}_{aII}', \quad (1\ 267)$$

где m и m_a — коэффициенты условий работы конструкции и арматуры;
R_a — расчетное сопротивление арматуры (в *кг/см²*);

z — плечо внутренней пары снл (в *см*), которое для упрощення расчета можно прннимать равным $z = 0,9\,h_0$;

$\overline{F}_{a1}$ — площадь сечения растянутой арматуры (в $см^2$) в середнне пролета l_1 (сеченне *1—1*) на шнрнне l_2 (рис. 1.76);

$\overline{F}_{a2}$ — то же, в середине пролета l_2 (сечение *2—2*) на шнрине l_1;

$\overline{F}_{aI}$ — то же, в сеченнн *I—I* на шнрине l_2;

$\overline{F}'_{aI}$ — то же, в сеченнн *I′—I′* на шнрнне l_2;

$\overline{F}_{aII}$ — то же, в сеченин *II—II* на шнрнне l_1;

$\overline{F}'_{aII}$ — то же, в сеченни *II′—II′* на шнрине l_1.

Прн армнрованин согласно рнс. 1.75 общую площадь сечення арматур $\overline{F}_{a1}$ н $\overline{F}_{a2}$ определяют как площадь сечення всех стержней, расположенных в пролете плнты и пересекающнх пролетные лнннн разрушения. Стержнн, отогнутые нлн обрываемые до пересечения с лннней разрушення, в общую площадь не включаются.

Таким образом, не включаются стержнн, обрываемые нлн отгибаемые на расстоянии a от опор (рис. 1.75). Площадь сечення стержней, которые расположены на участках a, но отгибаются нлн обрываются лншь у одной из опор, включают в общую площадь сечення арматур $\overline{F}_{a1}$ и $\overline{F}_{a2}$ в размере 50%.

Величнны предельных моментов на еднннцу шнрины сечення (погонных предельных моментов) вычнсляются по формуле

$$M = mm_a z R_a F_a, \qquad (1.268)$$

где F_a — площадь сечення растянутой арматуры ($см^2$) на еднннцу шнрнны соответствующего сечення плиты.

Значення опорных предельных моментов в формулах (1.257)—(1.261) прнннмаются по нх абсолютной велнчине, без учета знака момента.

В случае наличия в плите свободных опор, значення соответствующнх опорных моментов принимаются равнымн нулю.

Пример. Требуется рассчитать плиту железобетоииого перекрытия (рис. 1.77) при следующих даиных: расчетиая иагрузка $q = 750\ кг/м^2$, толщииа плиты $h = 10\ см$, бетои марки 150, арматура — рулонная сварная сетка из холодиотяиутой проволоки.

Решение. Расчетиые пролеты панелей плиты:

в паиели *А* $l_1 = 3,30 + 0,05 = 3,35\ м$;

$l_2 = 4,00 + 0,10 = 4,10\ м$;

в паиели *Б* $l_1 = 3,5 - 0,2 = 3,3\ м$;

$l_2 = 4,10\ м$;

$$\frac{l_2}{l_1} = \frac{4,10}{3,3} = 1,25 < 2,0.$$

Паиели *А* и *Б* рассчитываются, как опертые по коитуру. Армироваиие производится в соответствии с рис. 1.79, *а*.

Для армироваиия приията рулониая сетка с квадратиыми ячейками и одииаковым диаметром стержией в обоих иаправлеииях. Сетка раскатывается вдоль перекрытия. Площадь сечеиия арматуры иа 1 *м* шириныи плиты

$$F_{a1} = F_{a2} = F_{aI}.$$

Расчетное сопротивление бетона марки 150 на сжатие при изгибе $R_и = 80$ *кг/см²*; расчетное сопротивление растянутой арматуры сеток — $R_а = 4500$ *кг/см²*; коэффициент условий работы для плит при отсутствии окаймления по всему контуру $m = 1$; коэффициент условий работы для арматуры (сварная сетка из холоднотянутой проволоки) — $m_а = 0,65$.

Панель *Б*. Полезная высота сечения в направлении l_1:

$$h_{01} = 10 - (1 + 0,25) = 8,75 \text{ см}.$$

Полезная высота в направлении l_2:

$$h_{02} = 10 - (1 + 0,25 + 0,5) = 8,25 \text{ см}.$$

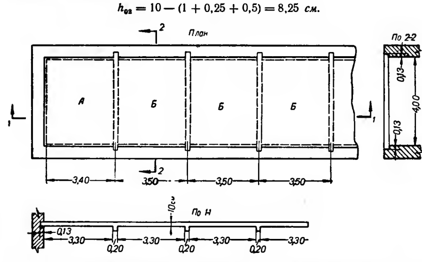


Рис. 1. 77. Схема железобетонного перекрытия с плитами, опертыми по контуру.

Пролетные и опорные погонные моменты определяются по формуле 1.268.

$$M_1 = mm_а 0,9h_0 R_а F_{а_1} = 1,0 \times 0,65 \times 0,9 \times 8,75 \times 4500 \times F_{а_1} = 230\, F_{а_1} \text{ кгм/м};$$

$$M_2 = 1,0 \times 0,65 \times 0,9 \times 8,25 \times 4500 \times F_{а_2} = 218 F_{а_1} \text{ кгм/м};$$

$$M_I = M'_I = 1,0 \times 0,65 \times 0,9 \times 8,75 \times 4500\, F_{а_1} = 230\, F_{а_1} \text{ кгм/м};$$

$$M_{II} = M'_{II} = 0 \text{ (свободные опоры)}.$$

По формуле (1.258)

$$\frac{750 \times 3,3^2}{12} = \frac{4,10\,(2 \cdot 230\, F_{а_1} + 230\, F_{а_1} + 230\, F_{а_1}) + 3,3\,(218\, F_{а_1} - 230\, F_{а_1})}{3 \cdot 4,10 - 3,3};$$

$$F_{а_1} = \frac{6130}{3730,4} = 1,64 \text{ см}^2 \text{ на 1 м ширины плиты}.$$

По сортаменту сварных сеток принимается сетка 5-10 с площадью сечения арматуры на 1 *м* ширины сетки в каждом направлении $F_а = 1,96$ *см²*.

Панель *А*.

У панели *А* три свободно опертых края, следовательно, моменты в пролете этой панели будут больше, чем в панели *Б*, которая имеет только два свободных (незащемленных) края. В связи с этим в панели *А* потребуется укладка дополнительной сетки (рис. 1.79, *б*).

Площадь сечения арматуры на 1 *м* ширины в дополнительной сетке с квадратной ячейкой обозначим через $F_{ад}$.

Величины пролетных и опорных моментов определим по формуле (1.268):

$$M_1 = 230 \times 1,96 + 1,0 \times 0,65 \times 0,9 \times 8,75 \times 4500\, F_{ад} = 450,0 + 230\, F_{ад},$$

$$M_2 = 218 \times 1,96 + 1,0 \times 0,65 \times 0,9 \times 8,25\, F_{ад} = 428 + 218\, F_{ад};$$

$$M_I = 230 \times 1,96 + 1,0 \times 0,65 \times 0,9 \times 8,75 \times 4500 \times F_{ад} = 450 + 230\, F_{ад};$$

$$M'_I = M_{II} = M'_{II} = 0.$$

По формуле (1.258)

$$\frac{730 \times 3{,}35^2}{12} = \frac{4{,}10 \times 3\,(450 + 230\,F_{ад}) + 3{,}35\,(428 + 218\,F_{ад} - 450 - 230\,F_{ад})}{3 \times 4{,}10 - 3{,}35},$$

откуда

$$F_{ад} = \frac{6120 - 5465}{2785} = 0{,}24\ см^2 \text{ на 1 } м \text{ ширины плиты.}$$

По сортаменту сварных сеток принята дополнительная сетка 4-20 с площадью сечения арматуры 0,63 *см*² на 1 *м* ширины сетки.

Подробный пример расчета и конструирования перекрытия с плитами, опертыми по контуру, приведен в разделе II (см. стр. 347).

Формулы и таблицы для расчета плит, опертых по контуру методом предельного равновесия при различной их конфигурации (квадратные, прямоугольные, треугольные, трапецоидальные, круглые и др.) и действии равномерной или сосредоточенной нагрузки приведены в разделе III.

В разделе III содержатся также формулы и таблицы для расчета плит, опертых по контуру, как упругих систем.

Подробный перечень литературы по расчету плит, опертых по контуру, см. в разделе III.

Конструирование плит

Плиты перекрытий и покрытий должны, как правило, армироваться сварными сетками. При диаметре арматуры до 10 *мм* включительно рекомендуется применять сварные сетки из холоднотянутой проволоки, а при диаметре более 10 *мм* — из стержней горячекатаной арматуры периодического профиля.

При возможности получения сварных сеток с заводов, оснащенных многоточечными автоматическими аппаратами, рекомендуется применение рулонных и широких плоских сеток. При отсутствии такой возможности следует армировать плиты узкими сетками, изготовляемыми на одноточечных электросварочных машинах.

Глубина опирания плиты принимается не менее ее толщины. Глубина опирания на кирпичную кладку принимается 120 *мм*.

Армирование отдельными стержнями

Отдельные стержни для армирования плит могут применяться при отсутствии готовых сварных сеток и сварочного оборудования, а также в тех случаях, когда армирование сварными сетками не дает преимуществ по сравнению с армированием отдельными стержнями (плиты с большим количеством отверстий, плиты сложной конфигурации и т. п.).

В плитах, армируемых отдельными стержнями или вязаными сетками, количество рабочих стержней на 1 *пог. м* плиты должно быть не менее 5 и не более 14. Не менее $^1/_3$ нижних стержней в пролете и, во всяком случае, не менее 3 стержней на 1 *пог. м* должно быть заведено за грань опоры.

Сечение распределительной или монтажной арматуры в балочных плитах должно составлять не менее 10% от сечения рабочей арматуры на 1 *пог. м*, но не менее 3 стержней на 1 *пог. м*.

Если рабочая арматура плиты проходит параллельно ребру балки или прогона, необходимо по верху плиты укладывать специальную дополнительную арматуру перпендикулярно к ребру в количестве не менее 8 стержней диаметром 6 *мм* на 1 *пог. м*, сечением не менее $^1/_3$ сечения рабочей арматуры плиты. Указанная дополнительная арматура должна заходить в плиту в каждую сторону от грани балки на длину не менее $^1/_4$ расчетного пролета плиты.

Типовое армирование плиты с постановкой отогнутых стержней показано на рис. 1.78,*а*, а при раздельном армировании — на рис. 1.78,*б*.

Раздельное армирование следует применять в плитах толщиной менее 8 *см*. Нижние стержни для упрощения производства работ, могут устраиваться сквозными (а не попролетными, как показано на рис. 1.78,*б*).

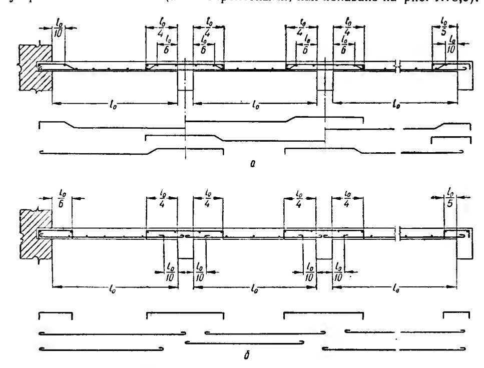


Рис. 1. 78. Армирование многопролетных балочных плит вязаной арматурой:
а — при наличии отгибов; *б* — при отсутствии отгибов (раздельное армирование).

В случае наличия динамических нагрузок следует предпочитать армирование с отогнутыми стержнями.

В случае применения стержней периодического профиля крюки на концах стержней не устраиваются.

Армирование сварными сетками

Наиболее рациональным методом армирования плит является армирование сварными рулонными или плоскими сетками.

Многопролетные балочные плиты (с соотношением сторон $l_2/l_1 > 2$) рекомендуется при требуемом диаметре рабочей арматуры до 5 *мм* армировать рулонными сетками с продольной рабочей арматурой, а при требуемом диаметре рабочих стержней более 5 *мм* — рулонными сетками с поперечной рабочей арматурой и плоскими сетками.

Армирование многопролетных балочных плит (с равными или отличающимися не более чем на 20% пролетами) сварными рулонными сетками с продольным расположением рабочих стержней следует производить путем раскатки рулона по опалубке поперек второстепенных балок (рис. 1.79,*а*).

Нижний перегиб сетки делается на расстоянии $^1/_4$ пролета плиты от оси опоры. Необходимо обращать особое внимание на выполнение такого перегиба, который обеспечивал бы наличие верхней арматуры на достаточном протяжении над опорами.

На всех промежуточных опорах и во всех средних пролетах сечение рабочей арматуры должно приниматься одинаковым — по расчету неразрезных балочных плит с учетом пластических деформаций. В край-

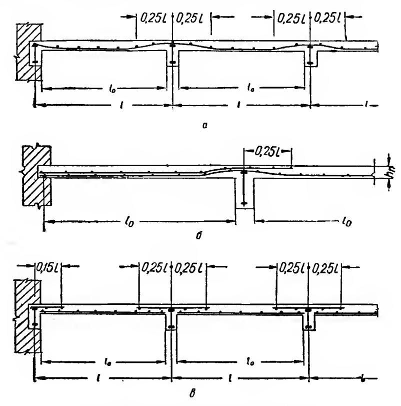


Рис. 1. 79. Армирование многопролетных балочных плит:

а — непрерывное сварными рулонными сетками с продольным расположением рабочих стержней; *б* — непрерывное сварными рулонными сетками с укладкой дополнительной сетки в крайнем пролете; *в* — раздельное сварными рулонными сетками с поперечным расположением рабочих стержней.

них пролетах требуется дополнительная арматура, которую рекомендуется принимать в виде дополнительной сетки (рис. 179,*б*), укладываемой на основную. Дополнительная сетка заводится за первую промежуточную опору на $^1/_4$ пролета плиты.

Вместо дополнительной сетки возможна укладка отдельных стержней, привязываемых к основной сетке.

Армирование многопролетных балочных плит сварными рулонными сетками с поперечным расположением рабочих стержней следует производить путем раскатки рулонов вдоль балок второстепенных по низу плиты в пролетах и по верху плиты над опорами (рис. 1.79,*в*).

Ширина рулона для пролетных полос должна подбираться в соответствии с пролетами плиты. Для надопорных полос при пролетах,

равных или отличающихся друг от друга не более чем на 20%, ширина рулона принимается равной около половины пролета плиты, причем сетка располагается симметрично относительно оси балки.

В крайних пролетах и над первой промежуточной опорой, в соответствии с расчетными моментами, укладываются более мощные сетки, чем в средних пролетах и над промежуточными опорами.

При наличии на крайней опоре плиты обвязочной балки над ней укладывается конструктивная сетка на ширине 0,15 l.

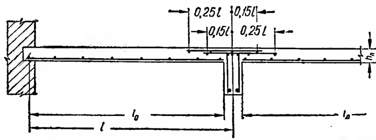


Рис. 1. 80. Армирование балочных плит над опорами двумя сварными сетками с поперечным расположением рабочих стержней.

Армирование многопролетных балочных плит сварными широкими плоскими сетками с поперечной рабочей арматурой или узкими сетками с продольной рабочей арматурой производится аналогично армированию рулонными сетками с поперечной рабочей арматурой (рис. 1.79,*в*). При этом в направлении вдоль балок должно быть предусмотрено для сеток, укладываемых в пролетах, устройство стыков в нерабочем направлении с нахлесткой (рис. 1.68). Надопорные сетки могут укладываться без нахлестки в нерабочем направлении.

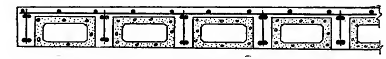


Рис. 1. 81. Армирование часторебристых перекрытий сварными сетками и каркасами.

При узких сетках в связи с частым расположением стыков следует при назначении рабочей арматуры учитывать фактическую площадь рабочих стержней, приходящуюся на метр ширины, т. е. учитывать увеличенное количество рабочих стержней в местах стыков.

В плитах больших пролетов (толщиной более 9—10 *см*) в целях экономии металла рекомендуется надопорную арматуру выполнять из двух сеток, шириной около 0,4l каждая (рис. 1.80).

При армировании плит больших пролетов узкими сварными сетками возможен обрыв как пролетной, так и опорной арматуры. При этом могут применяться либо сетки, в которых часть стержней не доводится до края, либо сетки попарно с взаимной раздвижкой (в направлении пролета).

Армирование часторебристых перекрытий сварными сетками и каркасами может выполняться, как показано на рис. 1.81.

Армирование плит, опертых по контуру (с соотношением сторон $l_2/l_1 \leqslant 2$) сварными рулонными сетками производится путем раскатки

рулона в направлении короткой стороны плиты. При этом, если соотношение сторон плиты равно или менее 1,5, рекомендуется применять сетки с квадратными ячейками и одинаковой арматурой в обоих направлениях, а при больших соотношениях пролетов — сетки с продольной рабочей арматурой, в которых работа распределительной арматуры учитывается в направлении бóльшего пролета. Над балками, параллельными направлению раскатки основных сеток, по верху плиты раскатываются сетки с рабочей поперечной арматурой. Ширина опорных сеток принимается равной половине меньшего пролета плиты. В крайних панелях, в соответствии с требуемым по расчету сечением арматуры, укла-

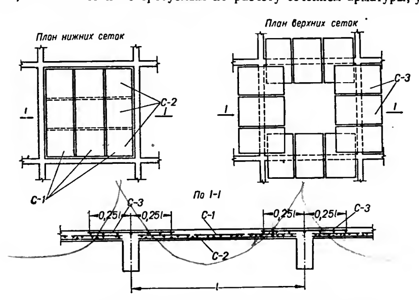


Рис. 1.82. Армирование плит, опертых по контуру, узкими сетками с продольной рабочей арматурой.

дываются дополнительные рулонные или плоские сетки, а в угловых панелях в необходимых случаях также отдельные дополнительные стержни.

Армирование плит, опертых по контуру, широкими сварными плоскими сетками производится аналогично армированию многопролетных балочных плит; сечение арматуры сеток в обоих направлениях принимается в соответствии с требованиями расчета плит.

При необходимости армирования плит, опертых по контуру, узкими сетками их следует укладывать в пролетах плит двумя слоями таким образом, чтобы рабочая арматура в верхних и нижних сетках проходила в двух взаимно перпендикулярных направлениях (рис. 1.82). В расчете должна быть учтена лишь рабочая арматура. Сетки в каждом слое укладываются без нахлестки в нерабочем направлении.

В плитах, опертых по контуру, с пролетами более 2,5 *м* рекомендуется уменьшать количество арматуры на участках, примыкающих к окаймляющим балкам, по сравнению с сечением арматуры, укладываемой в средней части плиты (рис. 1.83). Ширина $l_к$ участка, на протяжении которого укладывается меньшее количество арматуры, принимается равной: $^1/_4 l_1$ — для панелей, полностью или упруго заделанных по всему контуру, и $^1/_8 l_1$ — для панелей, свободно опертых

хотя бы по одному краю. При армировании плит, опертых по контуру, широкими сварными сетками рекомендуется в средних частях панелей укладывать дополнительные сетки размером $l - 2l_к$, а при армировании узкими сетками с продольной рабочей арматурой — применять сетки, в которых часть стержней не доходит до края сетки. В плитах с пролетами более 2,5 *м* рекомендуется армирование производить двумя сетками: одна сетка с сечением арматуры, равным половине расчетного, укладывается по всей площади плиты, вторая, содержащая также половину расчетной арматуры, укладывается в средней части плиты (рис. 1.84).

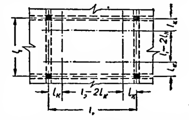


Рис. 1.83. Распределение арматуры по ширине плиты, опертой по контуру, при величине меньшего пролета более 2,5 *м*.

Плиты, опертые по контуру, с отношением сторон $l_2 : l_1 \leqslant 2$ при армировании (в случае армирования отдельными стержнями) разбиваются в каждом направлении на три полосы (рис. 1.83). В средних полосах арматура укладывается по расчету, а в крайних — в половинном количестве, но не менее 3 стержней на 1 *пог. м.*

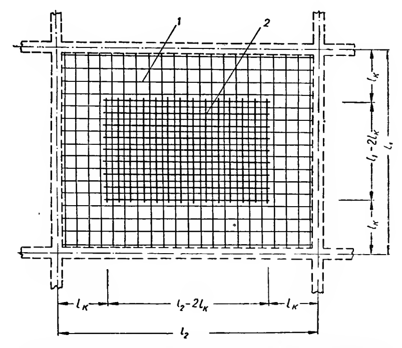


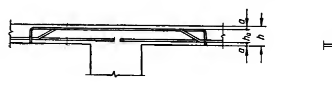
Рис. 1.84. План нижней арматуры плиты, опертой по контуру:

1 — основная сетка, укладываемая по низу всей панели плиты, *2* — дополнительная сетка, укладываемая по низу посередине панели плиты.

При составлении спецификации арматуры плит, армированных вязаной арматурой с отгибами, длину отгибов рекомендуется определять по табл. 1.63.

Таблица 1.63


Отгибы арматуры плит



$S=1{,}41h_a$, $\alpha=45°$, h_a

$S=2h_a$, $\alpha=30°$, $l=1{,}73h_a$, h_a

Плиты толщиной $h \leq 100$; $a = 10$; $h_a = h - 20$				Плиты толщиной $h > 100$; $a = 15$; $h_a = h - 30$			
Толщина плиты h (в *мм*)	$\alpha = 45°$	$\alpha = 30°$		Толщина плиты h (в *мм*)	$\alpha = 45°$	$\alpha = 30°$	
	s	l	s		s	l	s
50	40	50	60	110	110	140	160
60	60	70	80	120	130	160	180
70	70	90	100	130	140	170	200
80	90	100	120	140	160	190	220
90	100	120	140	150	170	210	240
100	110	140	160	160	180	230	260
				180	210	260	300
				200	240	300	340

БАЛКИ

Общие указания

Выбор типа и размеров сборных железобетонных балок должен производиться в соответствии с номенклатурой и типоразмерами унифицированных сборных железобетонных изделий и конструкций.

С целью уменьшения числа типоразмеров балок монолитных конструкций рекомендуется ширину и высоту прямоугольных и тавровых сечений принимать кратными: 50 *мм* для размеров балок до 400 *мм*, 100 *мм* — для размеров от 400 до 600 *мм* и 200 *мм* — для размеров свыше 600 *мм*.

Минимальная высота сечений балок в долях от пролета их ориентировочно может быть установлена по табл. 1.64.

Жесткость изгибаемых элементов должна проверяться расчетом (см. стр. 135).

Ширина поперечного сечения балок принимается равной $^1/_3 - ^1/_2$ высоты сечения. В сборных и монолитных тонкостенных конструкциях толщина ребра балки может составлять до $^1/_{15}$ высоты сечения.

Для конструирования балок необходимо построение огибающих эпюр изгибающих моментов и поперечных сил.

Для простых конструкций в ряде случаев можно ограничиться только определением расчетных значений моментов и поперечных сил в пролетных и опорных сечениях балок.

Таблица 1.64

Ориентировочные соотношения для наименьших высот сечений железобетонных балок

Виды балок и характер их опирания	Бетон	
	обычный	легкий
Ригели и прогоны	1/15l	1/12l
Второстепенные балки .	1/20l	1/17l
Балки часторебристых перекрытий:		
при свободном опирании	1/20l	1/17l
при упруго заделанных концах . . .	1/25l	1/20l

Статический расчет балок

Определение изгибающих моментов в неразрезных равнопролетных второстепенных балках, загруженных равномерно распределенной нагрузкой, рекомендуется производить методом предельного равновесия по следующим формулам:

а) пролетные моменты в средних пролетах

$$M = \frac{(g+p)\,l_p^2}{16}; \qquad (1.269)$$

б) опорные моменты на промежуточных опорах (кроме первой промежуточной опоры)

$$M = -\frac{(g+p)\,l_p^2}{16}; \qquad (1.270)$$

в) пролетный момент в крайнем пролете

$$M = \frac{(g+p)\,l_p^2}{11}, \qquad (1.271)$$

г) опорный момент на первой промежуточной опоре

$$M = -\frac{(g+p)\,l_p^2}{11}. \qquad (1.272)$$

Здесь g — расчетная постоянная равномерно распределенная нагрузка на 1 *пог. м* балки;

p — расчетная временная равномерно распределенная нагрузка на 1 *пог. м* балки;

l_p — расчетный пролет, принимаемый в зависимости от условий опирания балки.

Для средних пролетов l_p принимается равным расстоянию между прогонами (главными балками) в свету.

Для крайних пролетов l_p принимается равным: а) расстоянию от боковой поверхности прогона до центра опоры на стене или б) расстоянию в свету между прогоном и обвязочной балкой.

Величины расчетных опорных моментов, вычисленные по формулам (1.270) и (1.272), относятся к сечениям балок на гранях опор.

Неравнопролетные второстепенные балки монолитных железобетонных перекрытий с пролетами, отличающимися друг от друга не более чем на 10%, разрешается рассчитывать по формулам (1.269)—(1.272). При этом опорные моменты следует определять по большему смежному пролету.

Процент армирования опорных сечений балок должен быть не менее указанного в табл. 1.57 и не более значения

$$\mu\% \leqslant 30\frac{R_и}{m_а R_а}.$$

Поперечные силы принимаются равными: у крайней опоры $0{,}4(g+p)l_р$, у первой промежуточной опоры (левое сечение) $0{,}6(g+p)l_р$, у первой промежуточной опоры (правое сечение) и у всех остальных опор $0{,}5(g+p)l_р$.

Огибающие эпюры изгибающих моментов для равнопролетных балок при различных соотношениях временной равномерной нагрузки p к постоянной нагрузке g приведены в табл. 3.17.

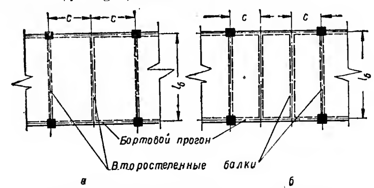


Рис. 1. 85. Примыкание однопролетных балок к бортовым прогонам: а — при одной балке между колоннами; б — при двух балках между колоннами.

Изгибающий момент в любом сечении определяется по формуле

$$M = \beta(g+p)l_р^2. \qquad (1.273)$$

Значения коэффициента β для вычисления положительных моментов и опорных отрицательных моментов показаны на рис. 3.2.

Значения коэффициента β для определения промежуточных ординат отрицательных моментов в средних пролетах приведены в табл. 3.17.

Главные балки (прогоны) ребристых перекрытий могут рассчитываться как неразрезные балки, методами строительной механики упругих систем.

Для определения изгибающих моментов и поперечных сил в главных балках следует пользоваться табл. 3.6 и 3.7.

Рекомендуется производить перераспределение (выравнивание) изгибающих моментов в опорных и пролетных сечениях*.

При монолитном сопряжении балок с бортовыми прогонами в последних возникают крутящие моменты от моментов защемления всех балок, опирающихся на прогон в данном пролете. Влияние защемления учитывается в том случае, если высота сечения колонн, в которые заделывается прогон, не менее $^1/_{15}$ пролета прогона.

Опорные моменты каждой из второстепенных балок приближенно определяются следующим образом.

* Инструкция по применению сварных каркасов и сварных сеток в железобетонных конструкциях (И 122—50), Стройиздат, 1950.

При примыкании к прогону в пролете между колоннами одной балки (рис. 1.85,*а*)

$$M^{лев} = \frac{v}{3v + 12}(2s^{лев} - s^{прав}); \tag{1.274}$$

$$M^{прав} = \frac{v}{3v + 12}(2s^{прав} - s^{лев}). \tag{1.275}$$

При примыкании к прогону в пролете между колоннами от двух до пяти балок (рис. 1.85,*б*)

$$M^{лев} = \frac{v}{3v + 36}(2s^{лев} - s^{прав}); \tag{1.276}$$

$$M^{прав} = \frac{v}{3v + 36}(2s^{прав} - s^{лев}). \tag{1.277}$$

В формулах (1.274—1.277)

$$v = \frac{I_п l_б}{c I_б};$$

$I_п$ — момент инерцнн прогона относительно вертикальной осн;
$I_б$ — момент инерцин балки относительно горнзонтальной оси;
$l_б$ — пролет балки;
c — расстояние от оси колонны до оси первой балки;
$s^{лев} = -\varphi^{лев}\frac{6EI_б}{l_б}$ и $s^{прав} = -\varphi^{прав}\frac{6EI_б}{l_б}$ — грузовые коэффнциенты. Для некоторых видов симметрнчной относительно середины пролета нагрузки коэффнциенты $s = s^{прав} = s^{лев}$ могут быть определены с помощью табл. 1.65;
$\varphi^{лев}$ и $\varphi^{прав}$ — соответственно левый и правый углы поворота опорных сечений балки.

Таблица 1.65

Значения грузовых коэффнциентов s

Нагрузка					
s	$-q\frac{l^2}{4}$	$-\frac{5}{32}ql^2$	$-q\frac{c+b}{16l}(5l^2-c^2)$	$-\frac{3}{8}Pl$	$-\frac{3Pa}{l}(l-a)$

П р и м е р. Определить изгибающие моменты для второстепенных балок и крутящне моменты в бортовых прогоиах для перекрытня, нзображенного на рис. 1.86. Расчетная нагрузка на 1 *пог. м* второстепенной балки — 2000 *кг/м*, сечення элементов изображены на рис. 1.86, *б* и *в*.

Определяем статнческнй момент сечения второстепенной балки относнтельно оси $x - x$, проходящей иа расстоянии 160 *мм* от нижней гранн ребра,

$$S_x = 8 \cdot 200 \cdot 20 = 32\,000 \text{ см}^3.$$

Площадь сечения второстепенной балки

$$F = 8 \cdot 200 + 32 \cdot 20 = 2240 \text{ см}^2.$$

Расстояние от центра тяжести сечения до оси $x - x$

$$y = \frac{32\,000}{2240} = 14{,}3 \text{ см}.$$

Момент инерции относительно оси $O - O$

$$I_б = \frac{180 \cdot 8^3}{12} + 180 \cdot 8 \cdot 5{,}7^2 + \frac{20 \cdot 9{,}7^3}{12} + 20 \cdot 9{,}7 \cdot 4{,}85^2 + \frac{20 \cdot 30{,}3^3}{12} + $$
$$+ 20 \cdot 30{,}3 \cdot 15{,}15^2 = 245\,960 \text{ см}^4.$$

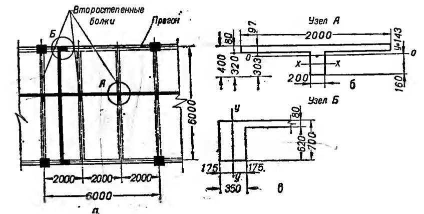


Рис. 1. 86. Перекрытие:

а — план; *б* — сечение второстепенной балки; *в* — сечение бортового прогона.

Момент инерции бортового прогона рис. 1.86,*в* относительно оси $y - y$

$$I_п = \frac{70 \cdot 35^3}{12} = 250\,000 \text{ см}^4.$$

Коэффициент v:

$$v = \frac{250\,000 \cdot 600}{200 \cdot 245\,960} = 3{,}05.$$

Для случая равномерно распределенной нагрузки по табл. 1.65 находим грузовой коэффициент s:

$$s = -\frac{ql^2}{4} = -\frac{2000 \cdot 6^2}{4} = -18\,000 \text{ кгм}.$$

Крутящий момент в прогоне, равный в нашем случае опорному моменту второстепенной балки,

$$M = -\frac{3{,}05}{3 \cdot 3{,}05 + 36} \cdot 18\,000 = -1215 \text{ кгм}.$$

Изгибающий момент в середине пролета второстепенной балки

$$M = \frac{ql^2}{8} + M = \frac{2000 \cdot 6^2}{8} - 1215 = 7785 \text{ кгм}.$$

Эпюры изгибающих моментов для второстепенной балки и крутящих моментов для прогона приведены на рис. 1.87.

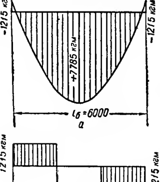


Рис. 1. 87. Эпюры:

а — изгибающих моментов для второстепенной балки; *б* — крутящих моментов для бортового прогона.

Конструирование балок

Балки рекомендуется армировать сварными каркасами. Армирование балок отдельными стержнями или вязаными каркасами может иметь место при отсутствии готовых сварных каркасов и сварочного оборудования, а также в тех случаях, когда применение каркасов на точечной сварке недопустимо.

Диаметр продольной рабочей арматуры в балках должен быть не менее 10 *мм*. Число стержней, доводимых до опор, должно быть не менее двух. В ребрах часторебристых перекрытий допускается применение рабочей арматуры диаметром 8 *мм* с доведением одного стержня до опоры.

Диаметр монтажной арматуры в балках, армированных отдельными стержнями или вязаными каркасами, должен быть не менее 10 *мм*. В балках, армированных сварными каркасами, диаметр монтажной арматуры должен приниматься в соответствии с указаниями, изложенными на стр. 38.

При конструировании балок прямоугольного и тавровых сечений следует по возможности выдерживать соотношение

$$d \leqslant 2\mu\%, \qquad (1.278)$$

где d — диаметр растянутой арматуры (в *см*);

$\mu\%$ — процент армирования, отнесенный к расчетной площади ребра bh_0.

Поперечная арматура в балках назначается по расчету, причем хомуты (поперечные стержни) в балках, за исключением сборных настилов и часторебристых перекрытий, должны ставиться всегда независимо от расчета.

Расстояние между хомутами или поперечными стержнями в балках высотой до 40 *см* должно быть $\leqslant 20$ *см*, а в балках большей высоты — не более половины высоты сечения балки h и не более 50 *см*.

На участках балок, где хомуты или поперечные стержни по расчету не требуются, а также в зоне расположения отгибов допускается для балок высотой более 30 *см* увеличивать расстояние между хомутами или поперечными стержнями до $\frac{3}{4}h$, но не более 50 *см*.

В местах стыков растянутой арматуры, выполняемых внахлестку без сварки, в сечениях, где растянутая арматура используется полностью, расстояние между хомутами должно быть не более 5 диаметров рабочей арматуры.

Устройство стыков растянутой арматуры внахлестку без сварки в местах полного использования арматуры не рекомендуется.

В ребрах часторебристых перекрытий с вкладышами хомуты ставить необязательно, а в ребрах часторебристых перекрытий без вкладышей наибольшее расстояние между хомутами может быть увеличено до 30 *см*.

При действии сосредоточенных грузов; приложенных к балке снизу или в пределах высоты сечения (например, при примыкании второстепенных балок к главным или к ригелям рам), в местах приложения этих нагрузок должны быть поставлены дополнительные сетки или хомуты для передачи нагрузки в верхнюю зону балки (рис. 1.88).

Площадь сечения сеток, хомутов или подвесок определяется расчетом.

Отогнутые стержни должны конструироваться с учетом следующих требований:

а) расстояние от грани опоры до начала отгиба должно быть не более 5 *см*;

б) начало отгиба в растянутой зоне должно отстоять от нормального к оси элемента сечения, в котором отгибаемый стержень полностью

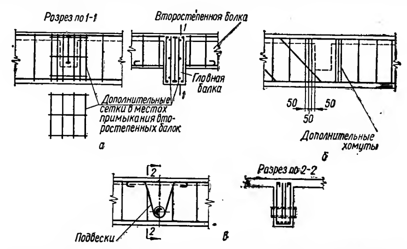


Рис. 1. 88. Дополнительная арматура, устанавливаемая в балках:
а — сварные сетки в местах опирания второстепенных балок при армировании балки сварными каркасами; б — хомуты в местах опирания второстепенных балок при армировании балки вязаными каркасами; в — подвески в месте приложения сосредоточенных грузов.

используется по моменту, не менее чем на $\frac{h_0}{2}$, а конец отгиба должен быть расположен не ближе того сечения, в котором отгиб не требуется по эпюре моментов (рис. 1.89).

«Плавающие» стержни применять не разрешается.

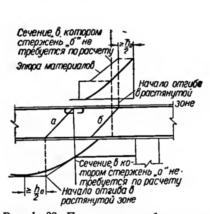


Рис. 1. 89. Положение отгибов, определяемое эпюрой изгибающих моментов в балке.

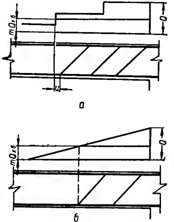


Рис. 1. 90. Положение отгибов, определяемое эпюрой поперечных сил:
а — при действии на балку сосредоточенных сил; б — при действии на балку равномерно распределенной нагрузки.

Отгибать стержни, расположенные непосредственно у боковых граней элемента, не рекомендуется;

в) отгибы в балках рекомендуется располагать под углом 45° к осям их; в высоких балках угол наклона может составлять 60°;

г) нижняя точка последнего отгиба (считая от опоры) при сосредоточенных нагрузках может располагаться ближе к опорам, чем точка пересечения эпюры поперечных сил с эпюрой $mQ_{хб}$, на величину не более чем u (рис. 1.90,*а*); при равномерных нагрузках нижняя точка последнего отгиба должна располагаться не ближе к опоре, чем точка пересечения эпюры поперечных сил с эпюрой $mQ_{хб}$ (рис. 1.90,*б*).

Величина u принимается в соответствии с формулой (1.116) и табл. 1.40.

Армирование вязаными каркасами

В табл. 1.66 приведены данные, облегчающие подбор количества и диаметров стержней, размещаемых по ширине балки.

Таблица 1.66

Наибольшие одинаковые диаметры стержней (в *мм*), размещаемые по ширине балки

Ширина балки (в *мм*)	Количество стержней в одном ряду															
	3		4		5		6		7		8		9		10	
	$d_в$	$d_н$	$d_в$	$d_н$	$d_в$	$d_н$	$d_в$	$d_н$	$d_в$	$d_н$	$d_в$	$d_н$	$d_в$	$d_н$	$d_в$	$d_н$
150	14	16	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
180	24	24	10	14	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
200	30	30	14	18	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
220	33	33	20	24	10	14	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
250	40	40	27	27	16	20	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
300	—	—	36	36	24	27	16	20	10	14	—	—	—	—	—	—
350	—	—	—	—	33	33	24	27	18	21	12	16	—	—	—	—
400	—	—	—	—	36	36	30	30	24	27	18	22	12	16	8	12
450	—	—	—	—	—	—	36	36	30	30	24	27	18	22	12	18
500	—	—	—	—	—	—	—	—	33	33	30	30	24	27	18	22

Примечания: 1. Расстояния $C_в$ между верхними стержнями должны быть не менее 30 *мм* и не менее диаметра верхних стержней $d_в$.

2. Расстояния $C_н$ между нижними стержнями должны быть не менее 25 *мм* и не менее диаметра нижних стержней $d_н$.

3. При неодинаковых диаметрах стержней в ряду сумма их диаметров должна быть не больше суммы диаметров того же количества стержней одинакового диаметра, указанного в таблице для балки той же ширины.

На крайних опорах многопролетных балок, при монолитном их соединении с железобетонными прогонами, должна быть предусмотрена верхняя арматура сечением не менее $\frac{1}{4}$ сечения пролетной арматуры в примыкающем пролете. Верхняя арматура должна быть заведена в пролет на длину не менее $\frac{1}{6}$ l_0 от внутренней грани прогона (l_0 — пролет балки в свету).

Верхняя арматура должна быть заведена в прогон на длину $l_н$ (считая от грани прогона) в соответствии с табл. 1.59 или 1.60. В случае применения гладкой арматуры стержни заканчиваются крюками.

На крайних опорах балок, опирающихся на кирпичные стены, для восприятия возможного момента защемления, как правило, достаточно монтажной арматуры, которая заводится за грань стены иа $30d$.

Стержни нижией арматуры иеразрезных балок в случаях, когда опорные сечения ие требуют по расчету сжатой арматуры, рекомендуется заводить за грань опоры не менее чем на $15\,d$ и заканчивать без крюков при армировании стержнями периодического профиля или крюками при армировании гладкими стержнями.

Если сжатая арматура на опорах учитывается в расчете, то соединение стержней двух соседних пролетов друг с другом должно осуществляться в соответствии с указаниями по устройству стыков сжатой арматуры внахлестку без сварки (см. стр. 154). При этом стык всех стержней, доведенных до опоры, может осуществляться в одиом сечении.

Если нижняя арматура балок может на опорах работать на растяжение (например, в подкрановых балках), то концы стержней двух соседних пролетов должны быть перепущены в соответствии с указаниями по устройству стыков растянутой арматуры внахлестку без сварки (см. табл. 1.60).

На участках балки, где нет рабочей арматуры, должна предусматриваться монтажная арматура из круглых стержней, соединяемая с рабочей арматурой перепуском на 200 *мм* с крюками.

Обрыв стержией и места отгибов должны в общем случае назначаться в соответствии с эпюрами изгибающих момеитов и поперечных сил.*

При высоте балки более 80 *см* у ее боковых граней через 40 *см* предусматривается конструктивная продольная арматура диаметром не менее 10 *мм*.

При наличии учитываемой в расчете сжатой арматуры расстояние между хомутами должно быть не более 15 диаметров стержней этой арматуры. Хомуты при этом должны быть замкнутыми и конструироваться так, чтобы сжатые стержни располагались по крайней мере через один в местах перегиба хомутов.

Для балок шириной до 35 *см* при наличии четырех сжатых стержней допускается охват последних одним хомутом.

При ширине балки более 35 *см* рекомендуется применение четырехсрезных хомутов.

В балках таврового сечения, связанных с обеих сторон монолитной плитой, рекомендуется ставить открытые хомуты.

Диаметр хомутов рекомендуется принимать в балках высотой до 80 *см* — 6 *мм*, а в балках высотой более 80 *см* — 8 *мм*.

Концы хомутов снабжаются крюками.

При наличии в балках кручения, хомуты должиы быть замкиутыми с перепуском их концов иа 30 диаметров.

---

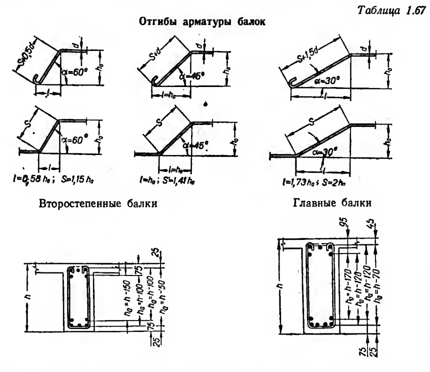
* Для второстепеиных многопролетных балок с равными или отличающимися не более чем на 20% пролетами при равиомерно распределенной нагрузке при расчете по Н и ТУ 3—49 допускали армирование без построения эпюр моментов и материалов. На средних опорах обрывы стержней осуществляли в двух местах: в $1/5l_0 + 20d$ и $1/3l_0$, где l_0 — пролет балки в свету, а d — диаметр арматуры. Для стержней периодического профиля вместо $1/5l_0 + 20d$ принимали $1/5l_0 + 25d$. Верхиие стержни в количестве ие менее двух и не менее 1/4 расчетиого сечения арматуры у грани опоры заводились в смежные пролеты иа $1/3l_0$. В сечении, отстоящем от грани опоры на $1/5l_0 + 20d$ (для круглых стержней) или $1/5l_0 + 25d$ (для стержней периодического профиля) ставилось требование о расположении ие менее 1/2 расчетиого сечения арматуры у грани опоры.

Одиако как показано ниже (см. пример VIII, раздел II), указаиный прием не всегда обеспечивает покрытие эпюрой материалов, огибающей эпюры изгибающих моментов.

Для определения длин отгибов и размеров хомутов при составлении спецификации арматуры рекомендуется пользоваться табл. 1.67 и 1.68.

Таблица 1.67

Отгибы арматуры балок



Высота отгиба h_a (в мм)	α = 60° l	α = 60° s	α = 45° s	α = 30° l	α = 30° s	Высота отгиба h_a (в мм)	α = 60° l	α = 60° s	α = 45° s	α = 30° l	α = 30° s
200	120	230	280	350	400	330	190	380	470	570	660
250	150	290	350	430	500	380	220	440	540	660	760
300	170	350	420	520	600	430	250	490	610	750	860
350	200	400	490	610	700	480	280	550	680	830	960
400	230	460	560	690	800	530	310	610	750	920	1060
450	260	520	630	780	900	580	340	670	820	1000	1160
500	290	580	710	870	1000	630	370	720	890	1090	1260
550	320	630	780	950	1100	680	390	780	960	1180	1360
600	350	690	850	1040	1200	730	420	840	1030	1260	1460
650	380	750	920	1120	1300	780	450	900	1100	1350	1560
700	410	810	990	1210	1400	830	480	950	1170	1440	1660
750	440	860	1060	1300	1500	880	510	1010	1240	1520	1760
800	460	920	1130	1380	1600	930	540	1070	1310	1610	1860
850	490	980	1200	1470	1700	980	570	1130	1380	1700	1960
900	520	1040	1270	1560	1800	1030	600	1180	1450	1780	2060
950	550	1090	1340	1640	1900	1080	630	1240	1520	1870	2160
1000	580	1150	1410	1730	2000	1130	660	1300	1590	1950	2260
1050	610	1210	1480	1820	2100	1180	680	1360	1660	2040	2360
1100	640	1270	1550	1900	2200	1230	710	1420	1730	2130	2460

Длина хомута, в *мм*:

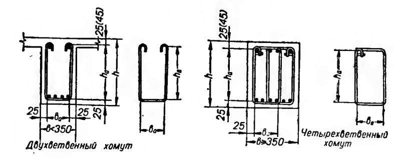
открытого $l_{хом} = 2h_a + b_a + \Delta l$,

закрытого $l_{хом} = 2(h_a + b_a) + \Delta l$.

Шириа хомута b_a при четырехветвеииых хомутах приинимается по табл. 1.68.

Таблица 1.68

Размеры хомутов балок



Ширина балки b (в *мм*)	Количество стержней в одном ряду					
	5	6	7	8	9	10
	Количество стержней между средиими ветвями хомута					
	3	2	3	4	3	4
350	230	190	205	220	—	—
380	250	210	225	240	210	—
400	270	225	240	255	225	240
450	—	250	270	295	255	270
500	—	—	310	330	290	280

Добавка иа два крюка Δl приинимается равиой:

при диаметре охватываемого хомутом стержня 10—24 *мм* $\Delta l = 150$ *мм*

» » » » » 27—40 *мм* $\Delta l = 200$ *мм*

Армирование сварными каркасами

Балки небольшой ширины (до 150 *мм*), работающие в основном на изгиб и не подверженные значительным крутящим моментам, могут армироваться одним плоским каркасом (рис. 1.91,*а*). Для узких балок возможно также применение сдвоенных каркасов.

Указанные типы армирования следует применять, как правило, для второстепенных балок ребристых перекрытий, для балок кессонных перекрытий, а также для сборных балок.

Ширину балок, армированных одним плоским каркасом, следует назначать из условия обеспечения достаточного защитного слоя бетона по обе стороны каркаса и условий укладки и уплотнения бетона.

При значительных нагрузках балки следует армировать несколькими плоскими каркасами в различных сочетаниях.

Плоские каркасы рекомендуется перед укладкой в опалубку объединять в пространственные каркасы при помощи поперечных соединительных стержней, привариваемых точечной или дуговой сваркой. Верхние соеди-

нительные поперечные стержни пролетных каркасов вблизи промежуточных опор не ставятся, чтобы не препятствовать установке надопорных каркасов. Нижние соединительные поперечные стержни надопорных каркасов при армировании пролетов более чем двумя плоскими каркасами необходимо размещать таким образом, чтобы они не препятствовали установке надопорных каркасов.

При наличии в ребре балок учитываемой в расчете сжатой арматуры соединительные стержни на участке сжатой арматуры должны предусматриваться на расстояниях не более 20 d, где d — диаметр сжатых стержней. При несоблюдении этого условия следует при наличии в ребре более одного каркаса охватывать сжатые стержни каркасов корытообразно согнутой сеткой (рис. 1.91,*д*) или горизонтальной сеткой с крюками на поперечных стержнях (рис. 1.91,*е*).

При горизонтальном расположении каркасов в процессе бетонирования рекомендуется применять каркасы, выполняемые по схемам, изображенным на рис. 1.26,*а* и *б* и рис. 1.27 (типы *а*, *б* и *в*); в случаях вертикального расположения каркасов при бетонировании — по схемам рис. 1.26,*а* (типы *3* и *4*); рис. 1.26,*б* (тип *1*) и рис. 1.26,*в*.

Применение каркасов по схемам *д* и *е*, показанным на рис. 1.27, располагаемых при бетонировании горизонтально, не допускается. Применение каркасов по схемам *1*, *2* на рис. 1.26,*а*, по схеме *2* на рис. 1.26,*б* и по схемам *а*, *б* и *в* рис. 1.27, располагаемых при бетонировании вертикально, допускается лишь в том случае, если расстояния в свету между продольными стержнями соседних каркасов составляют не менее $2d$ и не менее 40 *мм*.



Рис. 1. 91. Поперечные сечения балок, армированных сварными каркасами:
а — *и* — типы армирования.

Второстепенные балки ребристых перекрытий рекомендуется армировать на опорах сварными сетками (рис. 1.92).

В расчетную площадь арматуры, воспринимающей опорный момент в средних второстепенных балках, включается суммарная площадь всех рабочих стержней надопорных сеток, расположенных между осями второстепенных балок.

Для крайних второстепенных балок расчетная площадь арматуры на опоре определяется как сумма площадей всех рабочих стержней сеток, расположенных на половине крайней панели плиты.

Каркасы второстепенных балок, за исключением обрываемых в пролете, доводятся до грани главных балок. На уровне рабочей арматуры второстепенных балок сквозь каждую главную балку пропускаются стыковые стержни диаметром $d \geqslant \frac{d_1}{2}$, где d_1 — диаметр рабочих стержней пролетного каркаса, но не менее 10 *мм*.

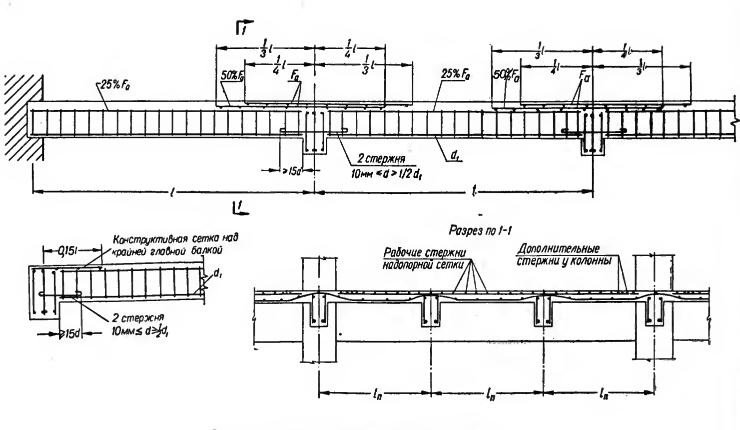


Рис. 1. 92. Схема армирования второстепенных балок.

Стыковые стержни могут привязываться к рабочим стержням каркасов и должны быть заведены за грань главной балки не менее чем на 15 диаметров основных рабочих стержней, а при гладких рабочих стержнях, кроме того, не менее чем на один шаг поперечных стержней каркасов плюс 50 *мм*.

Схема армирования второстепенной балки показана на рис. 1.92.

В соответствии с этой схемой во второстепенных балках ребристых перекрытий с равными или отличающимися до 20% пролетами, рассчи-

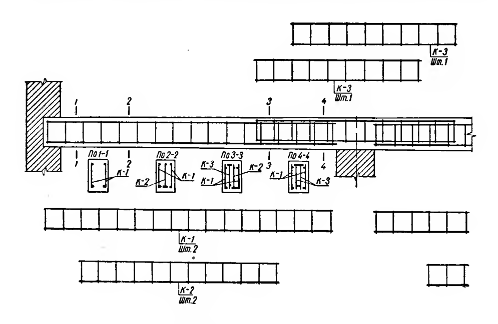


Рис. 1. 93. Схема армирования отдельных многопролетных балок.

тываемыми на равномерно распределенную нагрузку, при $p/g \leqslant 3{,}0$ обрыв стержней опорной арматуры может быть произведен на расстоянии $\frac{1}{4}l$ от оси опоры на 50%, а на расстоянии $\frac{1}{3}l$ от оси опоры—на 75% от площади сечения продольной опорной рабочей арматуры.

Отдельные многопролетные балки, а также главные балки ребристых перекрытий, рекомендуется армировать как в пролетах, так и на опорах сварными каркасами (рис. 1.93).*

Главные балки могут на опорах армироваться также сварными сетками (по типу армирования второстепенных балок). Надопорные сетки в этом случае располагаются по обе стороны от колонн на ширине не более $\frac{1}{3}$ расстояния между главными балками.

При армировании опор второстепенных и главных балок сварными сетками не следует допускать расположения поверху плиты более чем четырех сеток, расположенных одна над другой (включая надопорную арматуру плиты).

---

* На рис. 1.93 сетки, охватывающие сжатую арматуру, условно не показаны.

В целях экономии металла рекомендуется предусматривать обрыв рабочих стержней пролетной и надопорной арматуры балок. Места обрывов стержней в общем случае определяются расчетом.

Сварными сетками и каркасами целесообразно также армирование перемычек (рис. 1.91, *и*), отдельных балок таврового сечения с полкой поверху (рис. 1. 91, *з*) и понизу (рис. 1.91, *ж*), двутавровых узкополочных балок, сборных ребристых плит (настилов) для междуэтажных перекрытий.

Подробные сведения о расчете и конструировании плит и балок см. в литературе:
Инструкция по расчету плит и второстепенных балок железобетонных перекрытий с учетом пластических деформаций (И 132—50), Стройиздат, 1950.
Инструкция по применению сварных каркасов и сварных сеток в железобетонных конструкциях (И 122—56/МСПМХП, ЦБТИ, 1957).
Инструкция по расчету железобетонных балок, плит и балочных перекрытий, ЦНИПС, ОНТИ, 1938.
Плиты, опертые по контуру, Промстройпроект, серия Е-404, 1948.
А. С. Калманок, Строительная механика пластинок, Машстройиздат, 1950.
Инструкция по применению горячекатаной арматуры периодического профиля в железобетонных конструкциях (И 103—52), Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре, 1952.
Железобетонные конструкции промышленных зданий и сооружений, Руководство по конструированию, Серия 1 - 74, Гипротис, Москва, 1955.

СТОЙКИ

Общие указания

Выбор типа и размеров сборных железобетонных стоек должен производиться в соответствии с номенклатурой и типоразмерами унифицированных сборных железобетонных изделий и конструкций.

С целью уменьшения числа типоразмеров стоек монолитных конструкций ширину и высоту прямоугольных сечений рекомендуется принимать кратными 100 *мм* для размеров до 600 *мм* и 200 *мм* для размеров свыше 600 *мм*.

Размеры прямоугольных сечений стоек зданий рекомендуется принимать такими, чтобы отношение расчетной длины l_0 к ширине сечения b было не более 30, а к высоте сечения h — не более 25. Сечение стоек менее 250×250 *мм* не рекомендуется.

В статическом расчете стоек должны быть определены усилия в сечениях стойки при наиневыгоднейших комбинациях возможных воздействий для основного, дополнительного и особого сочетаний нагрузок.

Для подбора сечений стоек необходимо для каждого сочетания нагрузок определить следующие комбинации усилий:

а) наибольший положительный изгибающий момент (M_{max}) и соответствующую ему продольную силу ($N_{соотв}$),

б) наибольший отрицательный изгибающий момент (M_{min}) и соответствующую ему продольную силу ($N_{соотв}$),

в) наибольшую продольную силу (N_{max}) и соответствующий ей изгибающий момент ($M_{соотв}$).

Консоли в стойках, устраиваемые для поддержания обвязочных балок, балок покрытий и перекрытий могут выполняться со скосами под углом 45° либо без скосов.

Консоли, устраиваемые для поддержания сборных подкрановых балок, рекомендуется выполнять со скосом под углом 45°.

Высота консолей определяется расчетом; при этом высота у края консолей должна быть не менее 250 *мм*. В консолях, поддерживающих сборные подкрановые балки в случаях, когда ось подкрановой балки проходит вне нижней грани колонны, высота у края консоли $h_к$ должна приниматься не менее 300 *мм* при кранах грузоподъемностью 5 *т*, не менее 400 *мм* при кранах грузоподъемностью 10 *т* и не менее 500 *мм* при кранах грузоподъемностью 15 *т* и более (рис. 1.94, *а*).

Высота у края консолей монолитных колонн при опирании на них

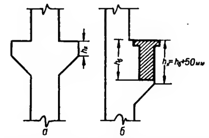


Рис. 1. 94. Консоли для опирания подкрановых балок:
а — сборных; *б* — монолитных.

монолитных подкрановых балок должна приниматься не менее $h_б + 50$ *мм*, где $h_б$ — высота примыкающей подкрановой балки (рис. 1.94, *б*).

В сборных стойках для выверки на монтаже стоек и примыкающих к ним конструкций должны быть предусмотрены риски разбивочных осей в виде треугольных канавок глубиной 5 *мм*. Риски должны быть предусмотрены в следующих местах:

а) на уровне верха стакана фундамента — на всех четырех гранях,

б) на верхнем конце колонны — на всех четырех гранях,

в) на двух боковых гранях подкрановых консолей.

Места расположения рисок должны быть указаны на чертежах стоек.

Расчет стоек

Расчет стоек рекомендуется производить с помощью таблиц, приведенных в разделе III.

Расчет ступенчатых стоек с верхней шарнирно неподвижной опорой и нижней защемленной рекомендуется производить по табл. 3.92—3.100.

Расчет стоек постоянного сечения рекомендуется производить по табл. 3.1.

Расчет стоек, входящих в состав рамного каркаса здания, производится в соответствии с указаниями, приведенными на стр. 198—232.

Весьма существенным является правильное определение расчетной длины стоек.

В простейших случаях можно воспользоваться указаниями, сделанными на стр. 59 и 100.

Для некоторых более сложных случаев, часто встречающихся на практике, можно использовать приводимые ниже указания.

А. Определение расчетной длины железобетонных стоек одноэтажных производственных зданий без кранов

Для зданий с числом пролетов два и более расчетную длину стоек при расчете в плоскости несущих конструкций покрытия приближенно можно принимать равной $l_0 = 1,25H$, где H — действительная высота стойки, а для однопролетных зданий $l_0 = 1,0—1,50H$.

При расчете в плоскости, нормальной к плоскости несущих элементов покрытия, можно принимать $l_0 = 1,0 - 1,25H$.

Более точно расчетная длина стойки при расчете в плоскости несущих элементов покрытия определяется как для элемента связанной системы.* При этом предусматривается жесткое защемление колонн в фундаментах и шарнирное соединение колонн с несущими конструкциями покрытия.

При перекрытиях (крупнопанельных или прогонных) с железобетонными или армопенобетонными плитами учитывается пространственная работа каркаса.

Число стоек связанной системы, учитываемых при определении расчетной длины для расчета в плоскости поперечной рамы, рекомендуется принимать, исходя из того, что жестким в горизонтальной плоскости можно считать участок покрытия, длина которого в каждую сторону от рассматриваемой поперечной рамы не превышает двойной его ширины. При наличии поперечных температурных швов можно учитывать лишь стойки соседних поперечных рам данного блока.

Расчетная длина для рассматриваемой стойки системы определяется в предположении неодновременной потери устойчивости стоек системы. При этом принимается, что все стойки системы (кроме рассматриваемой) загружены осевыми продольными силами, равными расчетным продольным усилиям от веса покрытия.

Коэффициент ψ расчетной длины для стоек определяется по формуле

$$\psi = \sqrt{\frac{4}{\alpha}},$$

где

$$\alpha = \frac{H_i^3}{I_i} \sum_{0}^{m-1} \frac{I_i}{H_i^3}\left[1 - \frac{1}{100}\left(\frac{H_i}{h_i}\right)^2 n_i\right] + 1,$$

$$n_i = \frac{N_i}{b_i h_i R_и^н}.$$

В указанных формулах:

I_i — момент инерции прямоугольного сечения стойки,
h_i и b_i — высота и ширина поперечного сечения стойки,
H_i — действительная высота стойки,
N_i — расчетная продольная сила,
$R_и^н$ — нормативное сопротивление бетона сжатию при изгибе,
m — число стоек связанной системы.

При одинаковых высотах и сечениях стоек

$$\alpha = \sum_{0}^{m-1}\left[1 - \frac{1}{100}\left(\frac{H}{h}\right)^2 n\right] + 1.$$

---

* В соответствии с рекомендациями Госстроя СССР. См. А. Л. Мирер, Колонны одноэтажных производственных зданий, Техническая информация, № 2, Промстройпроект, 1958.

После определения ψ расчетная длина l_0 стойки вычисляется по формуле $l_0 = \psi H$, причем расчетную длину не следует принимать меньшей $1,25\,H$.

Б. Определение расчетной длины железобетонных ступенчатых стоек одноэтажных производственных зданий с кранами

Расчетные длины ступенчатых колонн, жестко защемленных в фундаменте, при расчете в плоскости несущих конструкций покрытия приближенно могут приниматься

для подкрановой части стоек:

при учете крановой нагрузки . . . . $l_0 = H_н$,
без учета » » . . . . $l_0 = 1,25H$,

для надкрановой части стоек $l_0 = 2,0 \div 2,5H_в$,

где $H_н$ и $H_в$ — высоты подкранового (нижнего) и надкранового (верхнего) участков стойки.

При расчете стоек в плоскости, нормальной к плоскости несущих элементов покрытия, приближенно можно принимать

для подкрановой части стоек:

при монолитных конструкциях . . . . . . $l_0 = 0,7H_н$,
при сборных » . . . . . . $l_0 = H_н$,

для надкрановой части стоек $l_0 = 1,25H_в$.

При расчете стоек в плоскости несущих конструкций покрытия при жестком закреплении в фундаменте и неподвижном шарнирном опирании верхнего конца расчетные длины каждого из участков постоянного сечения могут быть определены по формулам и таблицам Е. Э. Локшина*.

Неподвижное шарнирное опирание верхнего конца, учитывая местный характер крановой нагрузки, можно принимать при любом количестве пролетов (включая однопролетные здания) при условии осуществления покрытий из железобетонных плит или плит из ячеистых бетонов по железобетонным или стальным несущим конструкциям.

Коэффициент расчетной длины нижнего (подкранового) участка стойки

$$\psi_1 = \sqrt{\frac{\eta_{12}^2 + \eta_{11}^2 m}{m+1}}.$$

Коэффициент расчетной длины верхнего (надкранового) участка стойки

$$\psi_2 = \frac{1}{n}\sqrt{\beta\,(\eta_{12}^2 + \eta_{11}^2 m)}.$$

В указанных формулах

$$n = \frac{H_в}{H_н}; \quad \beta = \frac{I_в}{I_н}; \quad m = \frac{N_н}{N_в} - 1.$$

Коэффициенты η_{12} и η_{11} определяются по табл. 1.69.

* Е. Э. Локшин, Расчет стержневых систем на устойчивость, ЦНИЛСС, ГПИ Проектсталькоиструкция, вып. 1953—1954.

Таблица 1.69

Значения коэффициентов η_{12} и η_{11}

Коэффициент	β	n = 0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7
η_{12}	0,1	0,83	1,21	1,57	1,90	2,14	2,33	2,46
	0,2	0,79	0,98	1,23	1,46	1,67	1,85	2,02
	0,3	0,78	0,90	1,09	1,27	1,44	1,60	1,74
	0,4	0,78	0,88	1,02	1,17	1,32	1,45	1,58
	0,5	0,78	0,86	0,99	1,10	1,22	1,35	1,47
	1,0	0,78	0,85	0,92	0,99	1,06	1,13	1,20
η_{11}	0,1	0,67	0,67	0,73	0,93	1,11	1,25	1,36
	0,2	0,67	0,67	0,69	0,75	0,89	1,02	1,12
	0,3	0,67	0,67	0,67	0,71	0,80	0,90	0,99
	0,4	0,67	0,67	0,67	0,69	0,75	0,84	0,92
	0,5	0,67	0,67	0,67	0,69	0,73	0,81	0,87
	1,0	0,67	0,67	0,67	0,68	0,71	0,74	0,78

Расчетная длина нижнего (подкранового) участка постоянного сечения принимается равной $\psi_1 H_н$, а верхнего (надкранового) участка $\psi_2 H_в$. Коэффициент ψ_1 не следует принимать менее единицы.

В. Определение расчетной длины железобетонных стоек открытых крановых эстакад

Расчетная длина стоек при расчете в плоскости, нормальной к оси подкрановой балки, приближенно может приниматься равной $l_0 = 2H$.

При расчете стоек в плоскости, параллельной оси подкрановой балки, можно принимать:

при монолитных конструкциях . . . . $l_0 = H$
при сборных » . . . . $l_0 = 1,5H$

Конструирование стоек

В центрально и внецентренно сжатых стойках сечение продольной арматуры должно быть не менее указанного в табл. 1.57.

Диаметр продольных стержней в стойке должен быть не менее 12 *мм* и, как правило, не более 40 *мм*; для особо мощных стоек при марке бетона выше 200 могут применяться стержни больших диаметров.

В стойках с меньшей стороной $b \geqslant 25$ *см* диаметр продольной арматуры рекомендуется принимать не менее 16 *мм*.

По длинным сторонам сечений внецентренно сжатых стоек, если не предусмотрено специальной арматуры по расчету, ставится конструктивная арматура диаметром не менее 16 *мм* с шагом не более 400 *мм*.

Продольные стержни арматуры в центрально и внецентренно сжатых стойках должны быть охвачены хомутами, для чего в последних должны быть предусмотрены крюки. При приварке (прихватке) хомутов к продольным стержням устройства крюков в хомутах не требуется.

Конструкция хомутов в стойках должна быть такой, чтобы продольные стержни, по крайней мере, через один располагались в местах перегиба хомутов. При ширине стойки $b \leqslant 40$ *см* и числе стержней с каждой стороны не более четырех допускается охват стержней одним хомутом, при

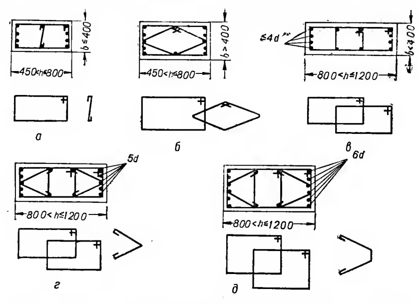


Рис. 1. 95. Армироваиие колоии хомутами и коиструктивиой продольной арматурой:

а и *б* — при высоте сечения $450 < h \leqslant 800$ *мм*; *в*, *г* и *д* — при высоте сечения $800 < h \leqslant 1200$ *мм*.

этом в колоннах с высотой сечения $h > 45$ *см*, в зависимости от числа стержней боковой арматуры, ставятся дополнительные хомуты согласно рис. 1.95, *а* и *в*; при числе стержней рабочей арматуры более четырех с каждой стороны стойки или при размере $b > 40$ *см* дополнительные хомуты ставятся согласно рис. 1.95, *б*, *г* и *д*.

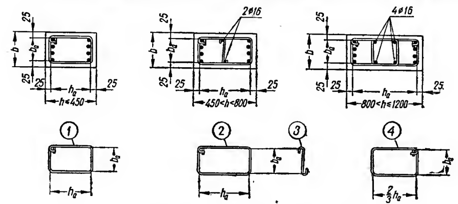
При определении размеров хомутов рекомендуется пользоваться табл. 1.70.

Диаметр хомутов из катанки должен быть не менее четверти диаметра d наиболее толстых стержней стойки и не менее 6 *мм*. Диаметр хомутов из холоднотянутой проволоки должен быть не менее $0{,}20d$ и не менее 5 *мм*. Соотношения между диаметрами хомутов (поперечных стержней) и продольной арматурой при армировании стоек сварными каркасами должны, кроме того, соответствовать данным табл. 1.15.

Расстояние между хомутами должно быть не более: а) $15d$ наиболее тонких рабочих стержней при армировании отдельными стержнями и $20d$ — при армировании сварными каркасами, б) меньшего размера сечения стойки и в) не более 40 *см*.

Размеры хомутов стоек *Таблица 1.70*

1. При числе рабочих стержней на одной стороне сечения стойки не более четырех

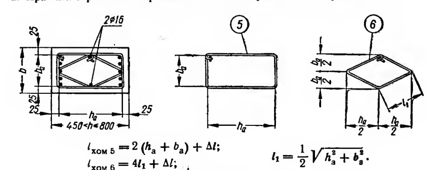


$$l_{\text{хом }1} = 2\,(h_а + b_а) + \Delta l; \quad l_{\text{хом }2} = 2\,(h_а + b_а) + \Delta l;$$

$$l_{\text{хом }4} = 2\left(\frac{2}{3}\,h_а + b_а\right) + \Delta l; \quad l_{\text{хом }3} = b_а + \Delta l$$

Δl — добавка на два крюка по табл. 1.58.

2. При числе рабочих стержней на одной стороне стойки, равном пяти,



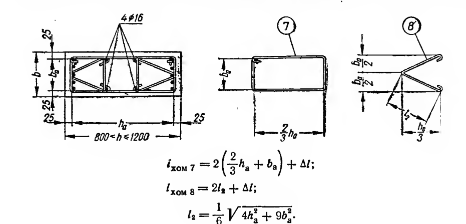
$$l_{\text{хом }5} = 2\,(h_а + b_а) + \Delta l;$$

$$l_{\text{хом }6} = 4l_1 + \Delta l;$$

$$l_1 = \frac{1}{2}\sqrt{h_а^2 + b_а^2}.$$

Значения l_1 (в *мм*)

Ширина стойки b (в *мм*)	Высота сечения стойки h (в *мм*)							
	450	500	550	600	650	700	750	800
350	250	270	290	310	340	360	380	400
400	270	290	310	330	350	370	390	410
450	280	300	320	340	360	380	400	430
500	300	320	340	360	380	400	420	440
550	320	340	360	370	390	410	430	450
600	340	360	370	390	410	430	450	470
650	360	380	390	410	430	440	460	480
700	380	400	410	430	440	460	480	500
750	400	420	430	450	460	480	500	510
800	420	440	450	470	480	500	510	530



$$l_{\text{хом }7} = 2\left(\frac{2}{3}h_a + b_a\right) + \Delta l;$$

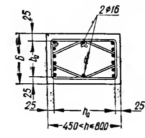
$$l_{\text{хом }8} = 2l_2 + \Delta l;$$

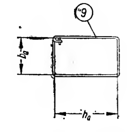
$$l_2 = \frac{1}{6}\sqrt{4h_a^2 + 9b_a^2}.$$

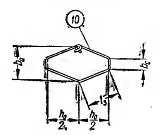
Значения l_2 (в *мм*)

Ширина стойки *b* (в *мм*)	Высота сечения стойки *h* (в *мм*)							
	850	900	950	1000	1050	1100	1150	1200
350	310	320	340	350	360	380	390	410
400	320	330	350	360	380	390	400	420
450	340	350	360	370	390	400	420	430
500	350	360	370	390	400	420	430	450
550	370	380	390	400	420	430	440	460
600	380	400	410	420	430	450	460	470
650	400	420	430	440	450	460	470	490
700	420	430	440	450	470	480	490	500
750	440	450	460	470	480	500	510	520
800	460	470	480	490	500	510	520	540

3. При числе рабочих стержней на одной стороне сечения стойки более пяти



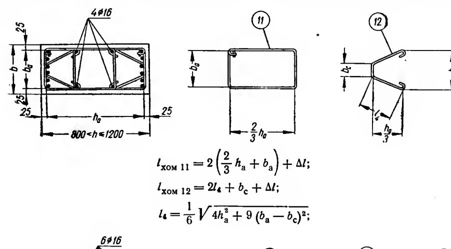




$$l_{\text{хом }9} = 2\,(h_a + b_a) + \Delta l;$$

$$l_{\text{хом }10} = 4l_3 + 2b_c + \Delta l;$$

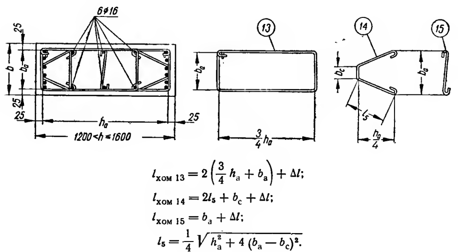
$$l_3 = \frac{1}{2}\sqrt{h_a^2 + (b_a - b_c)^2};$$



$$l_{хом\ 11} = 2\left(\frac{2}{3}h_a + b_a\right) + \Delta l;$$

$$l_{хом\ 12} = 2l_4 + b_c + \Delta l;$$

$$l_4 = \frac{1}{6}\sqrt{4h_a^2 + 9(b_a - b_c)^2};$$



$$l_{хом\ 13} = 2\left(\frac{3}{4}h_a + b_a\right) + \Delta l;$$

$$l_{хом\ 14} = 2l_5 + b_c + \Delta l;$$

$$l_{хом\ 15} = b_a + \Delta l;$$

$$l_5 = \frac{1}{4}\sqrt{h_a^2 + 4(b_a - b_c)^2}.$$

Значения b_c (в *мм*)

Ширина стойки (в *мм*)	Количество стержней на каждой стороне сечения стойки						
	6	7	8	9	10	11	12
	Количество стержней на участке b_c						
	2	3	4	3	4	5	4
400	90	—	—	—	—	—	—
450	100	—	—	—	—	—	—
500	120	160	—	—	—	—	—
550	130	180	220	—	—	—	—
600	200	205	250	150	—	—	—
650	—	230	270	170	—	—	—
700	—	250	300	185	230	—	—
750	—	—	330	200	250	290	—
800	—	—	350	215	270	310	215

В местах стыков арматуры стоек шаг хомутов должен быть не более $15d$ рабочей арматуры при армировании отдельными гладкими стержнями и не более 5 диаметров при армировании сварными каркасами, а также отдельными стержнями периодического профиля.

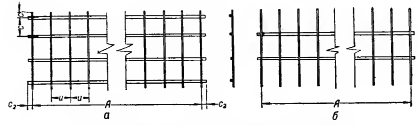


Рис. 1. 96. Плоские сварные каркасы для колонн:
а — при наличии крайних продольных стержней; *б* — при отсутствии крайних продольных стержней.

Если насыщение стоек продольной арматурой превышает 3%, хомуты должны быть обязательно приварены к продольным стержням, а расстояние между ними не должно превышать 10 диаметров продольной арматуры.

Для стоек прямоугольного сечения, армируемых сварными каркасами, рекомендуется применение плоских сварных каркасов, показанных на рис. 1.96, либо каркасов с удлиненными поперечными стержнями, согнутыми в виде буквы П (рис. 1.97). Соединение поперечных стержней с продольными должно осуществляться при помощи точечной сварки.

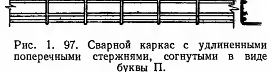


Рис. 1. 97. Сварной каркас с удлиненными поперечными стержнями, согнутыми в виде буквы П.

При применении плоских каркасов, показанных на рис. 1.96, пространственный каркас стойки образуется точечной сваркой поперечных стержней, устанавливаемых по большей стороне сечения, к рабочим стержням примыкающих каркасов, устанавливаемых по меньшим сторонам (рис. 1.98, *а*). При высоте сечения $h \leqslant 50$ *см* пространственный каркас стойки может быть образован

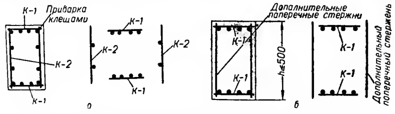


Рис. 1. 98. Пространственный каркас колонны, образованный:
а — из четырех плоских каркасов; *б* — из двух плоских каркасов.

из двух плоских каркасов путем приварки дополнительных поперечных стержней (рис. 1.98, *б*).

Число продольных стержней в плоских каркасах рекомендуется принимать не более четырех.

Образование пространственных каркасов из двух плоских, показанных на рис. 1.97, производится при помощи дуговой сварки поперечных

стержней каркасов в соответствии с рис. 1.99. Диаметр поперечных стержней в этом случае должен быть не менее 8 *мм*.

При армировании стоек сварными каркасами наименьшие расстояния между продольными стержнями их не должны превышать указанной в табл. 1.15 величины *с*.

Стойки двутаврового сечения рекомендуется армировать плоскими каркасами или отдельными стержнями, объединенными в пространственный каркас при помощи хомутов, показанных на рис. 1.100.

Армирование консолей вязаной арматурой рекомендуется производить в соответствии с рис. 1.101, *а*. При применении сварных каркасов консоли армируются согласно рис. 1.101, *б*. Отогнутые стержни в консолях следует устраивать под углом не менее 45° к верхней грани. Хомуты в консолях следует применять только горизонтальные диаметром 8—10 *мм* с шагом 100—150 *мм*. В подкрановых консолях диаметр хомутов следует принимать не менее 8 *мм*.

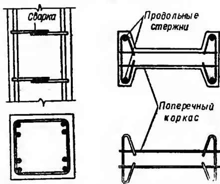


Рис. 1. 99. Пространственный каркас колонны, образованный из двух плоских каркасов с поперечными стержнями, согнутыми в виде буквы П.

Рис. 1. 100. Пространственный каркас колонны двутаврового сечения, образованный из отдельных продольных стержней и поперечных сварных каркасов (хомутов).

Стыкование стержней в стойках, рассчитываемых на центральное сжатие, производится внахлестку или при помощи коротышей.

При устройстве стыков рабочей арматуры внецентренно сжатых стоек (внахлестку без сварки) перепуск стержней следует принимать в соответствии с данными табл. 1.59 и 1.60 при $e_0 : h \leqslant 0,2$ как для сжатых, а при $e_0 : h > 0,2$ как для растянутых стержней, стыкуя в одном месте не более чем по четыре стержня с каждой стороны стойки.

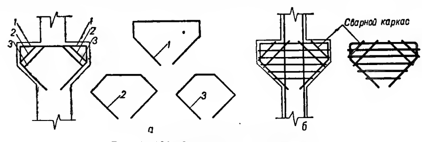


Рис. 1. 101. Армирование консолей:
а – вязаной арматурой; *б* – сварными каркасами.

РАМЫ

Общие указания

Расчетная схема рамного каркаса должна возможно более точно отражать действительную работу сооружения при заданных нагрузках, качествах грунтов и прочих условиях.

При этом расчетная схема должна быть по возможности простой в расчетном отношении. Все допущения и упрощения, вводимые с этой целью, должны являться результатом пренебрежения второстепенными статическими факторами и нагрузками, мало влияющими на результаты расчета.

При назначении расчетной схемы рамы необходимо учитывать особенности компоновки здания и пространственный характер работы рамного каркаса. Например, при наличии лестничных клеток и поперечных стен следует передавать горизонтальные силы на эти части здания.

Рамные каркасы зданий при числе пролетов два и более при действии вертикальной нагрузки рассчитываются без учета смещений.

Ригели многопролетных рам при обычных величинах пролетов и нагрузок, а также при погонной жесткости ригеля втрое большей суммарной жесткости примыкающих к узлу стоек могут рассчитываться как неразрезные балки на шарнирных опорах с упругой заделкой их в крайние стойки.

При отношении суммарных погонных жесткостей примыкающих стоек к погонным жесткостям соответственных ригелей, равном шести и более, ригели рассчитываются как балки с полностью защемленными опорами.

Для сокращения расчетной работы разрешается:

а) если разница между величинами пролетов не более 10%, принимать для расчета равнопролетную схему со средней величиной пролета;

б) при уклоне не более $^1/_8$ наклонные и ломаные ригели считать горизонтальными и высоту этажа принимать равной средней высоте соседних стоек;

в) перемещать нагрузки к опоре или к середине пролета на величину не более $0{,}05l$, где l — расчетный пролет конструкции, если этим достигается упрощающая расчет симметрия;

г) заменять в статическом расчете второстепенные сосредоточенные нагрузки увеличением основной сосредоточенной нагрузки с тем, чтобы сумма всех нагрузок осталась прежней, и при условии, что второстепенные нагрузки в сумме составляют не более 10% от основной нагрузки;

д) в рамных конструкциях, в которых нагрузка на ригели передается через продольные балки, включать вес ригеля в величину сосредоточенной нагрузки от продольных балок.

Одновременное изменение величин пролетов и нагрузок не допускается, если это ведет в обоих случаях к уменьшению или увеличению расчетного усилия.

Конструирование рам выполняется для действительных пролетов с учетом фактического расположения нагрузки.

Расчет рамной конструкции состоит из трех этапов:

а) ориентировочного назначения сечений элементов рамы для определения собственного веса;

б) предварительного расчета для уточнения размеров сечений и определения жесткостей элементов рамы;

в) окончательного статического расчета для подбора сечений элементов и конструирования рамы.

Ориентировочное назначение сечений

Ориентировочные значения высоты поперечного сечения ригеля в пролете приведены в табл. 1.71.

Ширина поперечного сечения ригеля принимается равной $^1/_3$—$^1/_2$

высоты. В сборных и монолитных тонкостенных конструкциях толщина ребра ригеля может составлять до $^1/_{15}$ высоты поперечного сечения.

Вуты в рамах устраиваются длиной не менее $^1/_{10}$ пролета с уклоном 1 : 3. Высоту вута не следует принимать больше 0,4 высоты ригеля.

Высота поперечного сечения крайних стоек одноэтажных рам назначается равной 0,6, а средних стоек 0,5 от высоты поперечного сечения ригеля, примыкающего к стойке. Ширину поперечного сечения стоек предпочтительно принимать равной ширине поперечного сечения ригелей (в многоэтажных рамах это требование не соблюдается).

Предварительный расчет

Предварительный расчет прямолинейных ригелей (назначение сечения в пролете) можно производить по расчетному изгибающему моменту, равному (0,6—0,8) M_0, где M_0 — момент в свободно лежащей балке такого же пролета, как ригель. В многопролетных рамах для определения изгибающих моментов в ригелях возможна также замена рамы многопролетной неразрезной балкой.

Таблица 1.71

Ориентировочные значения высоты поперечного сечения ригеля в долях от пролета рамы

Формы ригеля	Однопролетные рамы	Многопролетные рамы
Прямолинейный	$(^1/_{10}—^1/_{12})\,l$	$(^1/_{12}—^1/_{16})\,l$
Ломаный:		
без затяжки	$(^1/_{12}—^1/_{16})\,l$	$(^1/_{12}—^1/_{18})\,l$
с затяжкой	$(^1/_{16}—^1/_{20})\,l$	$(^1/_{16}—^1/_{24})\,l$
Криволинейный:		
без затяжки	$(^1/_{18}—^1/_{24})\,l$	$(^1/_{18}—^1/_{30})\,l$
с затяжкой	$(^1/_{30}—^1/_{35})\,l$	$(^1/_{30}—^1/_{40})\,l$

Предварительный расчет стоек можно производить по продольной силе, определяемой в предположении разрезности ригелей рамы.

При определении жесткостей ригелей рамных конструкций плиты покрытий и перекрытий вводятся в расчет независимо от соотношения между толщиной плиты и высотой поперечного сечения ригеля. За расчетную ширину таврового сечения принимается расстояние между осями примыкающих к ригелю пролетов.

На рис. 1.102 и 1.103 приведены графики для определения моментов инерции и центров тяжести тавровых сечений.

Окончательный расчет

В окончательном статическом расчете рамной конструкции должны быть определены действительные усилия в сечениях рамы при наиболее невыгодных комбинациях возможных воздействий для основного, дополнительного и особого сочетаний расчетных нагрузок.

При подборе сечений элементов рамной конструкции необходимо для каждого расчетного сочетания нагрузок определить следующие комбинации усилий.



Правила пользования графиком:

1. Вычисляют величины $\frac{h_n}{h}$ и $\frac{b}{b_n}$.
2. Находят по графику величину ψ.
3. Момент инерции тавровой балки $I = \psi \frac{b_n h^3}{12}$.

Рис. 1. 102. График для определения моментов инерции тавровых сечений.



Рис. 1. 103. График для определения центров тяжести тавровых сечений.

Для сечений прямолинейных ригелей

а) наибольший положительный изгибающий момент (M_{max}) и соответствующую ему величину поперечной силы ($Q_{соотв}$);

б) наибольший отрицательный изгибающий момент (M_{min}) и соответствующую ему величину поперечной силы ($Q_{соотв}$);

в) наибольшую поперечную силу Q_{max}.

Для сечений стоек и криволинейных ригелей

а) наибольший положительный изгибающий момент (M_{max}) и соответствующую ему величину продольной силы ($N_{соотв}$);

б) наибольший отрицательный изгибающий момент (M_{min}) и соответствующую ему величину продольной силы ($N_{соотв}$);

в) наибольшую продольную силу (N_{max}) и соответствующую ей величину изгибающего момента ($M_{соотв}$).

Определение расчетных комбинаций усилий удобно производить в табличной форме (см. разд. III).

Отклонение от предварительно принятых соотношений моментов инерции элементов рамы допускается не более чем в 2 раза. В случае большего расхождения необходим пересчет рамы.

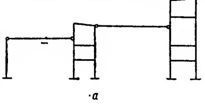
Статический расчет рам

Окончательный статический расчет рам следует производить способами, позволяющими получить решение с наименьшим возможным количеством вычислений и гарантирующими достаточную для практических целей точность результатов.

В разд. III приводятся формулы и таблицы, позволяющие получить точное решение для большого количества схем простых рам и приближенное решение для многоэтажных и многопролетных рам с равными пролетами на вертикальные и горизонтальные нагрузки.

Для расчета многопролетных и многоэтажных рам с неравными пролетами и разными жесткостями стоек в пределах одного этажа рекомендуется метод последовательных приближений. Изложение рекомендуемой методики расчета приводится на стр. 205—225.

Расчет сборных железобетонных поперечников одноэтажных производственных зданий рекомендуется производить по методике расчета, изложенной на стр. 225—233.



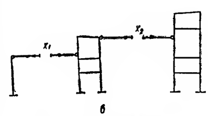


Рис. 1. 104. Рамный поперечник здания:
а — заданная система; *б* — основная система.

Для расчета сложных рам, не имеющих готового решения, и при невозможности эффективного использования приближенных приемов расчета могут быть применены в зависимости от схем рам методы сил или деформаций или смешанный метод. При этом для уменьшения количества уравнений упругости рекомендуется принимать в качестве основных систем статически неопределимые рамы, получаемые путем расчленения заданной рамы на ряд более простых, имеющих готовые решения.

Так, например, для расчета рамного поперечника здания, показанного на рис. 1.104, *а*, целесообразно применить метод сил, приняв основную систему по рис. 1.104, *б*.

Для расчета поперечника необходимо решить систему всего из двух уравнений вида:

$$X_1\delta_{11} + X_2\delta_{12} + \Delta_{1p} = 0;$$
$$X_1\delta_{11} + X_2\delta_{22} + \Delta_{2p} = 0.$$

Расчет же входящих в основную систему статически неопределимых этажерок может быть легко выполнен методом последовательных приближений или с помощью таблиц.

Расчет рам методами сил и деформаций или смешанным методом может быть облегчен, если для вычисления коэффициентов канонических уравнений упругости использовать приведенные в разд. III формулы и таблицы.

Система канонических уравнений метода сил имеет вид:

$$X_1\delta_{11} + X_2\delta_{12} + X_3\delta_{13} + \ldots + X_n\delta_{1n} + \Delta_{1p} = 0;$$
$$X_1\delta_{21} + X_2\delta_{22} + X_3\delta_{23} + \ldots + X_n\delta_{2n} + \Delta_{2p} = 0;$$
$$\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots$$
$$X_1\delta_{n1} + X_2\delta_{n2} + X_3\delta_{n3} + \ldots + X_n\delta_{nn} + \Delta_{np} = 0.$$

Здесь $X_1, X_2, X_3, \ldots, X_n$ — неизвестные величины усилий в заданной системе от внешних воздействий в местах отброшенных связей. Неизвестные усилия X определяются из решения системы канонических уравнений.

Коэффициенты уравнений $\delta_{11}, \delta_{12}, \delta_{13}, \ldots, \delta_{nn}$ и $\Delta_{1p}, \Delta_{2p}, \ldots, \Delta_{np}$ представляют собой перемещения точек основной системы под воздействием единичных значений неизвестных усилий X и внешней нагрузки.

Для определения перемещений точек отдельных стержней основной системы рекомендуется пользоваться табл. 3.100.

При определении перемещений путем перемножения эпюр моментов следует пользоваться табл. 3.126.

Система канонических уравнений метода деформаций имеет вид:

$$Z_1r_{11} + Z_2r_{12} + Z_3r_{13} + \ldots + Z_nr_{1n} + R_{1p} = 0;$$
$$Z_1r_{21} + Z_2r_{22} + Z_3r_{23} + \ldots + Z_nr_{2n} + R_{2p} = 0;$$
$$\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots$$
$$Z_1r_{n1} + Z_2r_{n2} + Z_3r_{n3} + \ldots + Z_nr_{nn} + R_{np} = 0.$$

Здесь $Z_1, Z_2, Z_3, \ldots, Z_n$ — неизвестные величины перемещений в местах дополнительных связей, введенных в заданную систему. Неизвестные перемещения Z определяются из решения системы канонических уравнений.

Коэффициенты $r_{11}, r_{12}, r_{13}, \ldots, r_{nn}$ и R_{1p}, R_{2p} и R_{np} представляют собой реактивные усилия в дополнительных связях, вызываемые единичными перемещениями связей и внешней нагрузкой.

Для вычисления значений коэффициентов r и R рекомендуется пользоваться формулами и таблицами, приведенными на стр. 674—695 для определения опорных реакций в стойках с постоянной и ступенчатой жесткостью.

Система канонических уравнений смешанного метода имеет вид (для конкретности записи приводится система уравнений с тремя неизвестными):

$$X_1\delta_{11} + X_2\delta_{12} + Z_3\delta'_{13} + \Delta_{1p} = 0;$$
$$X_1\delta_{21} + X_2\delta_{22} + Z_3\delta'_{23} + \Delta_{2p} = 0;$$
$$X_1r'_{31} + x_2r'_{32} + Z_3r_{33} + R_{3p} = 0.$$

Неизвестные X и Z и коэффициенты δ, Δ и r, R имеют те же значения, что и в уравнениях методов сил и деформаций.

Коэффициенты δ'_{13} и δ'_{23} представляют собой перемещения, вызванные единичным перемещением $Z_3 = 1$.

Коэффициенты r'_{31} и r'_{32} представляют собой реактивные усилия, вызванные единичными усилиями $X_1 = 1$ и $X_2 = 1$.

В силу взаимности здесь имеются численные равенства:

$$\delta'_{13} = r'_{31},$$
$$\delta'_{23} = r'_{32},$$

что облегчает вычисление коэффициентов.

Для вычисления коэффициентов уравнений, так же как и в методах сил и деформаций, рекомендуется использование указанных выше формул и таблиц.

Расчет рам с вертикальными стойками методом последовательных приближений*

Под воздействием произвольной внешней нагрузки узлы рамы с вертикальными стойками поворачиваются и смещаются в горизонтальном направлении.

Расчет рам на произвольную нагрузку методом последовательных приближений рекомендуется производить в два этапа.

В первом этапе производится расчет рамы с несмещающимися узлами, для этого в заданную систему (рис. 1.105, *а*) вводятся дополнительные связи, препятствующие смещению узлов рамы (рис. 1.105, *б*).

Рис. 1. 105. Расчетные схемы рам:
а — заданная система; *б* — система в первом этапе расчета; *в* — система во втором этапе расчета.

Во втором этапе производится расчет заданной системы на горизонтальные силы (рис. 1.105, *в*), равные по величине, но обратные по знаку усилиям R в дополнительных связях, введенных в систему в первом этапе расчета.

Действительное решение для заданной системы получается суммированием результатов по первому и второму этапам расчетов.

Если горизонтальные усилия, возникающие в дополнительных связях, при расчете по первому этапу, будут иметь практически незначительные величины, то необходимость расчета по второму этапу отпадает.

В этом случае решение по первому этапу может считаться окончательным.

При действии на раму только горизонтальной узловой нагрузки необходимость в расчете по первому этапу отпадает, расчет выполняется только по второму этапу.

Прежде чем изложить сущность расчета рам предлагаемым методом, установим ряд необходимых определений и понятий.

Сопротивление концов стержней изгибу

Сопротивлением изгибу конца B стержня AB (рис. 1.106) будем называть момент m_B, который требуется приложить к концу стержня B, чтобы вызвать поворот его на $\varphi_B = 1$.

При этом на другом конце стержня возникнет момент m_A.

Отношение величин $m_A : m_B$ будем называть коэффициентом переноса.

---

* Приводится предложенный канд. техн. наук С. А. Ривкиным способ расчета рам на произвольную нагрузку с учетом смещений узлов.

Сопротивление концов стержней изгибу и значения коэффициентов переноса зависит от характера изменения жесткости по длине стержня и способа закрепления концов его.

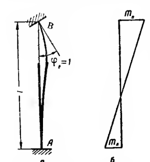


Рис. 1. 106. Сопротивление стержня изгибу:
а — схема деформации стержня; *б* — эпюра изгибающих моментов.

Формулы для определения сопротивления концов стержней изгибу и значения коэффициентов переноса для всех практически встречающихся схем стержней приведены в табл. 1.72.

Коэффициенты распределения моментов

Пусть на рамный узел *1*, лишенный возможности смещения (рис. 1.107), действует момент $\overline{M}_1$. Требуется определить изгибающие моменты в стержнях рамного узла.

Под воздействием момента $\overline{M}_1$ узел *1* повернется. На концах стержней, сходящихся в узле, возникнут внутренние моменты.

Для определения внутренних моментов на концах стержней, сходящихся в узле, имеем два условия:

Таблица 1.72

Сопротивления концов стержней изгибу и коэффициенты переноса

Схема стержня	Эпюра моментов	m_B	m_A	$\frac{m_A}{m_B}$	Примечания
		$4\frac{EJ}{l}=4i$	$2\frac{EJ}{l}=2i$	0,5	
		$3\frac{EJ}{l}=3i$	0	0	
		$\frac{EJ}{l}=i$	$-\frac{EJ}{l}=-i$	—1,0	
		$k_B\frac{EJ_н}{l}$	$k_A\frac{EJ_н}{l}$	$\frac{k_A}{k_B}$	Коэффициенты k_B и k_A определяются по табл. 3.105

Продолжение табл. 1.72

Схема стержня	Эпюра моментов	m_B	m_A	$\frac{m_A}{m_B}$	Примечания
A, J_0, $\varphi_B = 1$, $J_н$, B	m_A, m_B	$k_B \frac{EJ_н}{l}$	$k_A \frac{EJ_н}{l}$	$\frac{k_A}{k_B}$	Коэффициенты k_A и k_B определяются по табл. 3.104
A, J_0, $\varphi_B = 1$, $J_н$, B	m_A, m_B	$k_B \frac{EJ_н}{l}$	0	0	Коэффициент k_B определяется по табл. 3.100

1. Сумма внутренних моментов на концах стержней, сходящихся в узле, уравновешивает внешний узловой момент

$$\overline{M}_1 + M_{12} + M_{13} + M_{14} + M_{15} = 0. \tag{1.279}$$

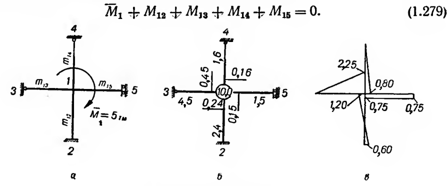


Рис. 1. 107. Рамный узел:

а — расчетная схема узла; *б* — схема определения коэффициентов распределения моментов; *в* — эпюра изгибающих моментов.

2. Внешний узловой момент распределяется между стержнями пропорционально сопротивлениям изгибу их концов, сходящихся в узле

$$M_{12} : M_{13} : M_{14} : M_{15} = m_{12} : m_{13} : m_{14} : m_{15}. \tag{1.280}$$

Учитывая зависимости (1.279) и (1.280), внутренние моменты на концах стержней, сходящихся в узле, могут быть определены по формуле

$$M_{ki} = -\overline{M}_k \frac{m_{ki}}{\Sigma m}. \tag{1.281}$$

Коэффициенты $\frac{m_{ki}}{\Sigma m}$, равные отношению величины сопротивления изгибу рассматриваемых концов стержней к суммарной величине сопротивления изгибу всех концов стержней, сходящихся в узле, называются коэффициентами распределения моментов в узле.

Моменты на других концах стержней определяются умножением моментов, найденных по формуле (1.281), на коэффициенты переноса.

Техника расчета рамных узлов с помощью коэффициентов распределения моментов и коэффициентов переноса иллюстрируется следующими числовыми примерами.

Пусть требуется рассчитать рамный узел (рис. 1.107) на действие внешнего узлового момента $\overline{M}_1 = 5{,}0$ *тм*.

С помощью табл. 1.72 определяем величины сопротивления изгибу концов стержней, сходящихся в узле, и значения коэффициентов переноса.

Пусть в результате имеем:

$$m_{12} = 2{,}4; \qquad \frac{m_{21}}{m_{12}} = 0{,}5;$$

$$m_{13} = 4{,}5; \qquad \frac{m_{31}}{m_{13}} = 0;$$

$$m_{14} = 1{,}6; \qquad \frac{m_{41}}{m_{14}} = 0;$$

$$m_{15} = 1{,}5; \qquad \frac{m_{51}}{m_{15}} = -1{,}0.$$

Вычисление коэффициентов распределения моментов удобно производить непосредственно на схеме рамы (рис. 1.107, *б*). Для этого посередине стержней записывают величины сопротивления концов стержней изгибу. В кружке, в центре узла, записывают сумму сопротивлений изгибу концов всех стержней, сходящихся в узле.

В данном случае имеем

$$2{,}4 + 4{,}5 + 1{,}6 + 1{,}5 = 10{,}0.$$

Далее у концов стержней записывают величины коэффициентов распределения моментов в узле, получаемых делением величин, записанных посередине стержней на величину, записанную в кружке в центре узла. Так, например, для стержня *1—2* получим

$$\frac{2{,}4}{10{,}0} = 0{,}24.$$

Для контроля вычислений следует иметь в виду, что сумма коэффициентов распределения моментов в узле должна быть равна единице

$$0{,}24 + 0{,}45 + 0{,}16 + 0{,}15 = 1{,}00.$$

Величины внутренних моментов на концах стержней, сходящихся в узле, находят по формуле (1.281) умножением величины внешнего узлового момента на значения коэффициентов распределения. Так, например, для стержня *1—2* получим

$$M_{12} = -5{,}0 \times 0{,}24 = -1{,}20 \text{ тм}.$$

Моменты на других концах стержней находят умножением найденных моментов на коэффициенты переноса. Так, например

$$M_{21} = -1{,}20 \times 0{,}5 = -0{,}60 \text{ тм}.$$

Эпюра моментов для рамного узла показана на рис. 1.107, *в*. Поскольку все производимые вычисления весьма просты, то целесообразно не записывать их отдельно, а записывать только результаты вычислений на схеме рамы.

В большинстве случаев, стержни рамных узлов имеют постоянные по длине сечения и одинаковые закрепления концов; это обстоятельство еще более упрощает вычисления. В этих случаях нет необходимости

вычислять величины сопротивления изгибу концов стержней, а следует принять вместо них пропорциональные им величины погонных жесткостей стержней.

На рис. 1.108 приведен пример расчета рамного узла со стержнями постоянной жесткости и с защемленными концами.

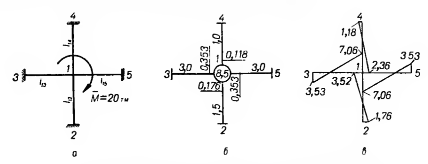


Рис. 1. 108. Рамный узел со стержнями постоянной жесткости:
а — расчетная схема узла; *б* — схема определения коэффициентов распределения моментов; *в* — эпюра изгибающих моментов.

На рис. 1.108, *а* показана схема узла и схема нагрузки. На рис. 1.108,*б* приведено вычисление коэффициентов распределения моментов.

Для этого посредине стержней записаны величины их погонных жесткостей, а в кружке (в центре узла) сумма этих величин. Коэффициенты распределения моментов записаны у концов стержней, примыкающих к узлу.

Коэффициенты переноса для всех стержней одинаковы и равны 0,5 (см. табл. 1.72).

На рис. 1.108,*в* приведена эпюра моментов.

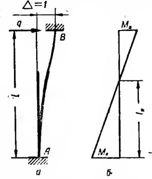


Рис. 1. 109. Сопротивление стержня сдвигу:
а — схема деформации стержня; *б* — эпюра изгибающих моментов.

Сопротивление стержней сдвигу

Сопротивлением сдвигу стержня *AB* (рис. 1.109) будем называть поперечную силу q, которую требуется приложить к концу стержня, чтобы вызвать взаимное смещение его концов на $\Delta = 1$. Сопротивление стержня сдвигу зависит от характера изменения жесткости по длине стержня и способа закрепления концов стержня.

Формулы для определения сопротивлений стержней сдвигу для всех практически встречающихся схем стержней приведены в табл. 1.73.

В табл. 1.73 приведены также формулы для определения моментов на концах стержней и расстояния $l_н$ от нулевой моментной точки на стержне до нижней опоры при взаимном смещении концов на $\Delta = 1$.

Коэффициенты распределения поперечных сил

Пусть на раму с закрепленными от поворота узлами (рис. 1.110) действует сосредоточенная горизонтальная сила W. Требуется определить поперечные силы в стойках рамы.

Для определения поперечных сил в стойках рамы имеем два условия:

Таблица 1.73

Сопротивления стержней сдвигу

Схема стержня	Эпюра моментов	q	M_B	M_A	$l_н$	Примечания
		$12\frac{EJ}{l^3} = 12\frac{i}{l^2}$	$6\frac{EJ}{l^2} = 6\frac{i}{l}$	$6\frac{EJ}{l^2} = 6\frac{i}{l}$	0,5l	
		$3\frac{EJ}{l^3} = 3\frac{i}{l^2}$	0	$3\frac{EJ}{l^2} = 3\frac{i}{l}$	1,0l	
		$(k'_B + k'_A) \times \frac{EJ_н}{l^3}$	$k'_B \times \frac{EJ_н}{l^2}$	$k'_A \times \frac{EJ_н}{l^2}$	$\frac{k'_A\, l}{k'_A + k'_B}$	Коэффициенты k'_B и k'_A определяются по табл. 3.106
		$k'_A \frac{EJ_н}{l^3}$	0	$k'_A \frac{EJ_н}{l^2}$	1,0l	Коэффицнент k'_A определяется по табл. 3.100

1. Сумма внутреиних поперечиых сил в стойках рамы уравновешнвает внешнюю горнзоитальную силу

$$W + Q_{15} + Q_{26} + Q_{37} + Q_{48} = 0. \qquad (1.282)$$

2. Внешняя горизонтальная снла распределяется между стойками рамы пропорционально сопротнвлениям стоек сдвигу

$$Q_{15} : Q_{26} : Q_{37} : Q_{48} = q_{15} : q_{26} : q_{37} : q_{48}. \qquad (1.283)$$

Учитывая завнсимостн (1.282) н (1.283), поперечные силы в стойках рамы могут быть определены по формуле

$$Q_i = -W \frac{q_i}{\Sigma q}. \qquad (1.284)$$

Коэффнциенты $\frac{q_i}{\Sigma q}$, равиые отношению величины сопротивлеиия сдвнгу рассматрнваемого стержия к суммариой величине сопротнвления сдвнгу всех стержией, уравиовешнвающих внешнюю горнзонтальную силу, называются коэффнцнентами распределения поперечных снл.

Техинка расчета рам с помощью коэффнцнентов распределеиия поперечных сил нллюстрируется следующимн числовымн примерами.

Пусть требуется рассчитать раму с закрепленными от поворота узлами (рис. 1.110) на действие горизонтальной силы $W = 2{,}0$ *т*.

С помощью табл. 1.73 определяем величины сопротивлений сдвигу стоек рамы.

Пусть в результате имеем:

$$q_{15} = 1{,}00;$$
$$q_{26} = 6{,}00;$$
$$q_{37} = 3{,}50;$$
$$q_{48} = 4{,}00.$$

Вычисление коэффициентов распределения поперечных сил удобно производить непосредственно на схеме рамы (рис. 1.110,*б*). Для этого посредине стоек рамы записывают величины сопротивления стержней сдвигу. В кружке над ригелями записывают сумму сопротивлений сдвигу всех стоек рамы.

В данном случае имеем

$$1{,}00 + 6{,}00 + 3{,}50 + 4{,}00 = 14{,}50.$$

У верхних концов стержней записывают величины коэффициентов распределения поперечных сил, получаемых делением величин, записанных посредине стержней, на величину, записанную в кружке над ригелем. Так, например, для стойки *1—5* получим

$$\frac{1{,}00}{14{,}50} = 0{,}069.$$

Рис. 1. 110. Рама с закрепленными от поворота узлами:
а — расчетная схема рамы; *б* — схема определения коэффициентов распределения поперечных сил.

Для контроля вычислений следует иметь в виду, что сумма коэффициентов распределения поперечных сил должна быть равна единице.

Величины поперечных сил в стойках находят по формуле (1.284) умножением внешней горизонтальной силы на значение коэффициентов распределения.

Так, например, для стойки *1—5*

$$Q_{15} = -2{,}0 \times 0{,}069 = -0{,}138 \ т.$$

Величины поперечных сил в стойках, вычисленные таким образом, записаны у нижних концов стоек. Поскольку все производимые вычисления весьма просты, то и в этом случае целесообразно не записывать их отдельно, а записывать только результаты вычислений на схеме рамы.

После определения поперечных сил в стойках не представляет затруднений определить с помощью данных табл. 1.73 изгибающие моменты по концам стоек.

В большинстве случаев стойки рам имеют постоянное по длине сечение и одинаковые высоты и закрепления концов, что еще более упрощает вычисления.

В этих случаях нет необходимости вычислять величины сопротивлений сдвигу стержней, а следует принять вместо них пропорциональные им величины погонных жесткостей стержней.

На рис. 1.111 приведен пример расчета рамы со стойками постоянной жесткости, одинаковой высоты и с закрепленными от поворота узлами.

На рис. 1.111,*а* показана схема рамы и нагрузки.

На рис. 1.111,*б* показано вычисление коэффициентов распределения поперечных сил. Для этого посредине стоек записаны величины их погонных жесткостей, в кружке над ригелем записана сумма этих величин.

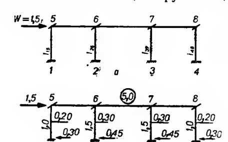


Рис. 1. 111. Рама со стойками потоянной жесткости и с закрепленными от поворота узлами:

а — расчетная схема рамы и схема нагрузки; *б* — схема определения коэффициентов распределения поперечных сил.

Коэффициенты распределения поперечных сил записаны у верха стоек, величины поперечных сил — у низа стоек.

Расчет рам с несмещающимися узлами

Расчет рам с несмещающимися узлами, выполняемый в первом этапе излагаемого метода, базируется на тех же основных положениях, что и расчет рам по методу деформаций. Сущность расчета поясним на простом примере.

Требуется рассчитать раму, показанную на рис. 1.112. Все внеопорные узлы заданной рамы могут под влиянием внешних воздействий упруго поворачиваться, но лишены возможности смещаться из-за имеющихся в узлах *6* и *9* связей.

Для решения задачи, как и в методе деформаций, пользуемся основной системой, получаемой введением во все внеопорные узлы заданной системы закреплений, препятствующих повороту узлов. Преобразованная таким образом рама облегчает решение. Основная система представляет собой совокупность отдельных однопролетных балок, для которых легко

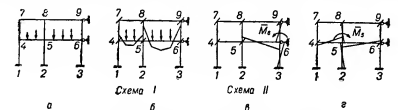


Рис. 1. 112. Рама с несмещающимися узлами:

а — заданная система; *б* — основная система; *в* — схема уравновешивания узла *6*; *г* — схема уравновешивания узла *5*.

построить эпюры моментов от любых внешних воздействий. Эпюра моментов в основной системе от заданной нагрузки показана на рис. 1.112,*б*.

На введенные в раму закрепления действуют неуравновешенные в узлах моменты от внешней нагрузки, равные алгебраической сумме моментов на концах стержней, примыкающих к узлам.

Для получения действительного решения необходимо восстановить нарушенное введением закреплений равновесие в узлах. Равновесие в узлах, т. е. устранение неуравновешенных моментов, действующих на введенные закрепления, может быть достигнуто, если повернуть внеопорные узлы основной системы на углы поворота, соответственно равные углам поворота заданной системы от внешней нагрузки.

В методе деформаций эта задача сводится, как известно, к составлению системы линейных уравнений, представляющих собой условия рав-

новесия узлов. Из решения уравнений равновесия определяют величины углов поворота, которые необходимо сообщить основной системе.

В методе последовательных приближений эта задача решается путем поочередного снятия закреплений с узлов основной системы и их уравновешивания.

Снимем закрепления с узла *6* основной системы (рис. 1.112, *в*). Под воздействием неуравновешенного узлового момента

$$\overline{M}_6 = \overline{M}_{65}$$

узел повернется против часовой стрелки, а на концах стержней возникнут уравновешивающие моменты. Величины уравновешивающих моментов определяют с помощью установленных ранее коэффициентов распределения.

Величины моментов на других концах стержней определяют с помощью коэффициентов переноса. Эпюра моментов в основной системе, возникшая в результате уравновешивания узла *6*, показана на рис. 1.112,*в*. Далее вводим снова закрепление в узел *6* и снимаем закрепление с узла *5*. Неуравновешенный момент, действующий на узел *5* (рис. 1.112,*г*), будет равен сумме неуравновешенных моментов в узле по схемам *I* и *II* (рис. 1.112, *б* и *в*)

$$\overline{M}_5 = \overline{M}^{I}_{54} + \overline{M}^{I}_{56} + \overline{M}^{II}_{56}.$$

Величины моментов на концах стержней в основной системе от уравновешивания узла *5* определяются также с помощью коэффициентов распределения и переноса.

Аналогично путем поочередного снятия закреплений с узлов производится уравновешивание остальных узлов системы. Однократное уравновешивание всех внеопорных узлов системы называется циклом уравновешивания. С каждым последующим циклом уравновешивания величины неуравновешенных моментов в узлах рамы резко уменьшаются по абсолютной величине. Обычно после второго или третьего цикла уравновешивания оставшиеся неуравновешенными моменты в узлах оказываются настолько малыми, что практически дальнейшее уравновешивание узлов не имеет смысла.

Для получения действительного решения необходимо наложить на первоначальную эпюру моментов в основной системе от внешней нагрузки все эпюры моментов, полученных в результате уравновешивания узлов. Для систематизации и упрощения расчета все вычисления, связанные с получением решения методом последовательных приближений, производят в табличной форме. Техника расчета рам методом последовательных приближений будет проиллюстрирована ниже на числовых примерах.

Расчет рам на горизонтальную узловую нагрузку

Расчет рам на горизонтальную узловую нагрузку, выполняемый во втором этапе излагаемого метода, поясним на конкретном примере.

Требуется рассчитать раму, изображенную на рис. 1.113, стержни которой имеют постоянную по длине жесткость. Для решения задачи, как и в первом этапе расчета, пользуемся основной системой, получаемой введением во все внеопорные узлы заданной системы, закреплений, препятствующих повороту узлов.

В полученной таким образом основной системе узлы рамы лишены возможности поворачиваться под влиянием внешних воздействий, но

сохраняют возможность независимых линейных смещений. Характер деформаций основной системы от заданной нагрузки показан на рис. 1.113,*б*.

Определим эпюру моментов для основной системы от заданной нагрузки. Моменты в верхнем и нижнем узле любой стойки основной системы равны по величине, поскольку стойки имеют постоянное по высоте сечение и защемленные концы.

Моменты на концах стоек равны произведению поперечной силы в стойке на половину ее высоты

$$M = Q\frac{h}{2}.$$

Поперечные силы в стойках каждого этажа легко определяются с помощью установленных ранее коэффициентов распределения поперечных сил. Эпюра моментов в основной системе от заданной нагрузки показана на рис. 1.113,*в*.

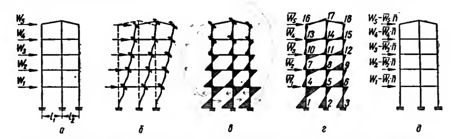


Рис. 1. 113. Схема расчета многоэтажной рамы на горизонтальную нагрузку:

а — заданная система; *б* — схема деформации основной системы; *в* — эпюра изгибающих моментов в основной системе; *г* — эпюра моментов в раме после уравновешивания узлов; *д* — схема дополнительной горизонтальной нагрузки на раму.

Закрепляем узлы деформированной основной системы от смещения и производим уравновешивание узловых моментов методом последовательных приближений. Полученная в результате эпюра моментов показана на рис. 1.113,*г*.

Определим теперь горизонтальную узловую нагрузку, соответствующую полученной эпюре моментов. Искомую узловую нагрузку можно определить как алгебраическую сумму перерезывающих сил в стойках, примыкающих к каждому ригелю рамы. Например, для ригеля *10—11—12* получим

$$\overline{W}_3 = \overline{Q}_{10,7} + \overline{Q}_{11,8} + \overline{Q}_{12,9} + \overline{Q}_{10,13} + \overline{Q}_{11,14} + \overline{Q}_{12,15}.$$

Если бы между новой узловой нагрузкой $\overline{W}_1$, $\overline{W}_2$, $\overline{W}_3$, $\overline{W}_4$ и $\overline{W}_5$, соответствующей полученной эпюре моментов (рис. 1.113,*г*) и заданной внешней узловой нагрузкой имело место соотношение

$$\frac{W_1}{\overline{W}_1} = \frac{W_2}{\overline{W}_2} = \frac{W_3}{\overline{W}_3} = \frac{W_4}{\overline{W}_4} = \frac{W_5}{\overline{W}_5} = n, \qquad (1.285)$$

то для получения решения достаточно было бы ординаты полученной эпюры моментов увеличить в n раз.

В действительности, между заданной и полученной нагрузками строгого соблюдения соотношения (1.285) ожидать нельзя, так как жесткость узлов рамы не одинакова. Однако, отклонения от соотношения (1.285) обычно невелики.

Обозначим через $\bar{n}$ отношение суммарных величин заданной нагрузки на раму к полученной нагрузке, равное

$$\bar{n} = \frac{\Sigma W}{\Sigma \overline{W}}.$$

Увеличенные в $\bar{n}$ раз ординаты эпюры моментов, изображенной на рис. 1.113,*г*, назовем первым приближенным решением.

Точное решение задачи можно получить, если первое приближенное решение дополнить решением от нагрузок, показанных на рис. 1.113,*д*. Это решение выполним таким же путем, как и первое. Эпюру моментов от наложенных обоих решений назовем вторым приближенным решением. Если продолжить процесс последовательных приближений, то можно получить решение с любой желаемой точностью.

Отметим, что второе и последующие приближения требуют лишь небольшого количества дополнительных вычислений, так как в них используются все вспомогательные вычисления, сделанные для первого решения. Однако решение задачи в большинстве случаев может быть значительно упрощено. Указанный путь решения уже в первом приближении хорошо отражает упругие свойства рамы и характер действующей на нее нагрузки. Это объясняется следующим:

а) первое приближенное решение является одновременно точным для превалирующей части заданной нагрузки;

б) для получения окончательных результатов необходимо рассчитать раму лишь на незначительную часть (обычно не более 20%) заданной нагрузки.

Эти соображения могут быть использованы для получения окончательного решения без продолжения процесса последовательных приближений.

Дополнительный расчет можно выполнить приближенно, что весьма несущественно отразится на точности решения в целом.

Для приближенного решения целесообразно принять положение нулевых моментных точек в стойках рамы из первого приближения. Это достаточно близко определяет действительное положение нулевых моментных точек (поскольку характер нагрузки в обоих случаях одинаков) и облегчает получение окончательных результатов.

Погрешность дополнительного решения может быть оценена не более чем в 15%, а следовательно, для решения в целом не превысит 3% ($0{,}20 \times 0{,}15 = 0{,}03$).

При принятом допущении окончательные значения моментов в стойках определяют как произведение их значений после уравновешивания моментов на корректирующие множители.

Корректирующим множителем для данного этажа является отношение полной заданной нагрузки на этот этаж (сумма вышерасположенных нагрузок) по рис. 1.113,*а* к полной нагрузке на этаж по рис. 1.113, *г*.

Например, для 5-го этажа

$$K_5 = \frac{W_5}{\overline{W}_5}, \qquad (1.286)$$

для 4-го этажа

$$K_4 = \frac{W_4 + W_5}{\overline{W}_4 + \overline{W}_5} \qquad (1.287)$$

и т. д.

Моменты в ригелях определяют из условия равновесия узлов.

У крайних узлов моменты в ригелях по абсолютной величине равны сумме моментов в стойках.

Моменты в ригелях у средних узлов находятся путем распределения суммы моментов в стойках пропорционально значениям моментов в соответствующих ригелях по эпюре, показанной на рис. 1,113, *г*.

Например, для среднего узла *5* рамы получим:

$$M_{54} = (M_{52} + M_{58}) \frac{\overline{M}_{54}}{\overline{M}_{54} + \overline{M}_{56}};$$

$$M_{56} = (M_{52} + M_{58}) \frac{\overline{M}_{56}}{\overline{M}_{54} + \overline{M}_{56}}. \qquad (1.288)$$

Рекомендуется следующий порядок расчета рам на горизонтальную узловую нагрузку.

1. Определить эпюру моментов для основной системы при действии заданной горизонтальной нагрузки.

2. Закрепить узлы основной системы от смещений и произвести уравновешивание узловых моментов.

3. Определить полную нагрузку на каждый этаж, соответствующую полученной эпюре моментов.

4. Определить значения корректирующих множителей.

5. Определить окончательные значения моментов в стойках рамы как произведение величин моментов по эпюре п. 2 на корректирующие множители.

6. Определить окончательные значения моментов в ригелях из условий равновесия узлов.

Техника расчета рам на горизонтальную нагрузку проиллюстрирована на числовых примерах ниже.

Пример. Требуется рассчитать двухпролетную трехэтажную раму на ветровую нагрузку [1].

Схемы рамы и нагрузки показаны на рис. 1.114, *а*. На схеме рамы посредине стержней проставлены относительные величины их погонных жесткостей.

Так как на раму действует только узловая горизонтальная нагрузка, то расчет выполняется по второму этапу предлагаемого метода.

1. Определяем эпюру моментов для основной системы при заданной горизонтальной нагрузке.

Поперечные силы в стойках основной системы определяем на схеме рамы.

На схеме рамы (рис. 1.114, *б*) посредине высоты стоек проставляем величины относительных погонных жесткостей стоек, пропорциональных в данном случае их сопротивлению сдвигу. Исключением является стойка *8—11*, имеющая длину, отличную от длины остальных стоек этого этажа.

Относительную жесткость на сдвиг стойки *8—11* определяем, учитывая, что жесткости стоек на сдвиг при прочих равных условиях обратно пропорциональны квадратам их длин, из выражения

$$i'_{8,11} = i_{8,11} \frac{l^2_{7,10}}{l^2_{8,11}} = 2{,}0 \frac{4{,}0^2}{4{,}5^2} = 1{,}58.$$

В кружках над ригелями проставляем суммы величин относительных жесткостей стоек на сдвиг для соответствующих этажей.

Например, для третьего этажа получаем

$$1{,}5 + 1{,}58 + 1{,}0 = 4{,}08.$$

У верха стоек записаны коэффициенты распределения поперечных сил, получаемых делением жесткости на сдвиг данной стойки на суммарную жесткость стоек данного

[1] Условие примера заимствовано из книги Б. Н. Жемочкина, Расчет рам, Госстройиздат, 1933.

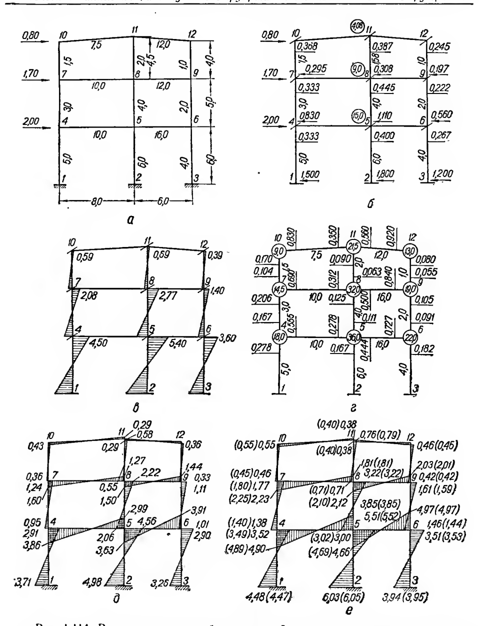


Рис. 1.114. Расчет двухпролетной трехэтажной рамы на ветровую нагрузку:

а — расчетная схема рамы и схема нагрузки; *б* — схема определения поперечных сил в стойках основной системы; *в* — эпюра моментов в основной системе; *г* — схема определения коэффициентов распределения моментов в узлах рамы; *д* — эпюра моментов, полученная в результате уравновешивания узлов рамы; *е* — окончательная эпюра моментов в раме от действия горизонтальной нагрузки (в скобках приведены точные значения моментов).

этажа, т. е. делением цифры, записанной у верха стойки, на цифру, проставленную в соответствующем кружке.

Так, например, для стойки *5—8* получаем

$$\frac{4{,}0}{9{,}0} = 0{,}445.$$

У низа стоек записаны величины поперечных сил, возникающих в стойках при действии заданной нагрузки. Поперечные силы в стойках равны произведению суммарной горизонтальной нагрузки на этаж, к которому принадлежит данная стойка, на коэффициент распределения поперечных сил.

Например:

для стойки *8—11*

$$Q_{8,11} = 0{,}80 \times 0{,}387 = 0{,}308 \ m;$$

для стойки *4—7*

$$Q_{4,7} = (0{,}80 + 1{,}70)\, 0{,}333 = 0{,}830 \ m;$$

для стойки *3—6*

$$Q_{3,6} = (0{,}80 + 1{,}70 + 2{,}00)\, 0{,}267 = 1{,}200 \ m.$$

Эпюра моментов в стойках основной системы показана на рис. 1.114, *в*. Моменты на концах стоек равны произведению поперечной силы на половину высоты стойки.

Например, для стойки *5—8*

$$M_{5,8} = M_{8,5} = 1{,}110 \times \frac{5{,}0}{2} = 2{,}77 \ mм.$$

2. Закрепляем узлы основной системы от смещений и производим уравновешивание узловых моментов.

Определение коэффициентов распределения моментов в узлах производим на схеме рамы (рис. 1.114, *г*). Посредине стержней рамы проставляем величины относительных погонных жесткостей, пропорциональные в данном случае сопротивлениям концов стержней изгибу.

В кружках в центрах узлов проставляем суммы величин относительных сопротивлений изгибу концов стержней, примыкающих к узлам.

Например, для узла *8* получаем

$$4{,}0 + 10{,}0 + 16{,}0 + 2{,}0 = 32{,}0.$$

У концов стержней проставляем величины коэффициентов распределения моментов в узлах, получаемых делением цифр, записанных у средин стержней, на цифры, проставленные в соответствующих кружках.

Например, для стержня *7—4* получаем

$$\frac{3{,}0}{14{,}5} = 0{,}206.$$

Коэффициенты переноса для всех стержней равны 0,5 (см. табл. 1.72).

Уравновешивание моментов производим методом последовательных приближений по таблице, которой для удобства распределения моментов придана форма, соответствующая схеме рамы. Поясним кратко технику вычислений по табл. 1.74.

Каждому узлу рамы в таблице выделено место с количеством столбцов, равных количеству стержней, сходящихся в узле.

В строках 1 записаны номера узлов, в строках 2 — наименование стержней, в строках 3 — значения коэффициентов распределения (вычисленные на схеме рамы), в строках 4 — значения моментов в основной системе в тонно-сантиметрах.

Уравновешивание начинаем с узла *5*, имеющего наибольшее значение неуравновешенного момента.

$$M_5 = +540 + 227 = +817 \ mсм.$$

Удаление защемления из узла *5* вызывает поворот его и возникновение на концах стержней, сходящихся в узле уравновешивающих моментов, противоположных по знаку неуравновешенному моменту и в сумме равных ему. Величина каждого из уравновешивающих моментов равна неуравновешенному моменту, умноженному на соответствующий коэффициент распределения:

$$M_{54} = -817 \times 0{,}278 = -227 \ mсм;$$
$$M_{52} = -817 \times 0{,}167 = -136 \ mсм;$$
$$M_{58} = -817 \times 0{,}111 = -\ 91 \ mсм;$$
$$M_{56} = -817 \times 0{,}444 = -363 \ mсм.$$

Таблица 1.74

Уравновешивание моментов

№ строк	Узлы									
1	Узел *10*			Узел *11*				Узел *12*		
2	11—7		10—11	11—10	11—8		11—12	12—11	12—9	
3	0,17		0,83	0,35	0,09		0,56	0,92	0,08	
4	+59				+69				+40	
5	— 9			—21	—10		—18			
6	— 8		—42	— 7	— 2		—11	—37	— 3	
7			— 3	+ 1	+ 2		+ 3	— 5	— 2	
8	+ 1		+ 2	— 2	— 1		— 3	+ 6	+ 1	
9										
10										
11	+43		—43	—29	+58		—29	—36	+36	
1	Узел *7*			Узел *8*				Узел *9*		
2	7—10	7—4	7—8	8—7	8—11	8—5	8—9	9—8	9—17	9—6
3	0,104	0,206	0,69	0,312	0,063	0,125	0,500	0,840	0,055	0,105
4	+59	+208			+69	+277			+40	+140
5		— 45	— 47			— 45		—75	— 1	— 14
6	—18	— 36	—121	— 94	—19	— 38	—150	—75	— 5	— 10
7	— 4	— 2	+ 13	— 60	— 1	+ 16	— 38	+21		— 3
8	— 1	— 1	— 5	+ 26	+ 5	+ 10	+ 42	—15	— 1	— 2
9				— 2		+ 1	— 8			
10				+ 3	+ 1	+ 1	+ 4			
11	+36	+124	—160	—127	+55	+222	—150	—144	+33	+111
1	Узел *4*			Узел *5*				Узел *6*		
2	4—1	4—7	4—5	5—4	5—2	5—8	5—6	6—5	6—3	6—9
3	0,278	0,167	0,555	0,278	0,167	0,111	0,444	0,727	0,182	0,091
4	+450	+208			+540	+277			+360	+140
5			—113					—182		
6	—152	—91	—302	—227	—136	— 91	—363	—231	— 58	— 29
7		—18	+ 40	—151		— 19	—115	+ 63		— 5
8	— 6	— 4	— 12	+ 79	+ 48	+ 32	+126	— 42	— 11	— 5
9			+ 3	— 6		+ 5	— 21	+ 5		
10	— 1		— 2	+ 6	+ 4	+ 2	+ 10	— 4	— 1	
11	291	+95	—386	—299	+456	+206	—363	—391	+290	+101

Эти значения записываем в строку 6, отведенную для узла *5*.

Поворот узла *5* вызывает также моменты на противоположных концах стержней, сходящихся в узле, равные половине уравновешивающих моментов:

$$M_{45} = 0{,}5M_{54} = -0{,}5 \times 227 = -113 \; \textit{тсм};$$
$$M_{25} = 0{,}5M_{52} = -0{,}5 \times 136 = -68 \; \textit{тсм};$$
$$M_{35} = 0{,}5M_{53} = -0{,}5 \times 91 = -45 \; \textit{тсм};$$
$$M_{65} = 0{,}5M_{56} = -0{,}5 \times 363 = -182 \; \textit{тсм}.$$

Эти моменты, называемые вторичными моментами защемления, записываем в строки 5, отведенные для узлов *4*, *6* и *8*. Момент M_{25} не записываем, так как узлу *2* в таблице не отведено место, он учитывается в дальнейшем при определении опорного момента.

Уравновесив узел *5* и введя в него вновь защемление, переходим к уравновешиванию узла *4*. Неуравновешенный момент в нем равен сумме значений, записанных в строках 4 и 5,

$$M_4 = +450 + 280 - 113 = +617 \; \textit{тсм}.$$

Уравновешивающие моменты записываем в строку 6.

Вторичные моменты защемления записываем в узле *7* в строку 5, а в узле *5* — в строку 7, так как первое уравновешивание для узла *5* уже произведено. Таким же образом производим первое уравновешивание последующих узлов. Для второго и третьего циклов уравновешивания отведены соответственно строки 7, 8 и 9, 10. В строках 7 и 9 записаны вторичные элементы защемления, а в строках 8 и 10 — уравновешивающие их моменты.

Действительные значения моментов в стержнях, записанные в строке 11, представляют собой алгебраическую сумму чисел в соответствующих столбцах.

Опорные моменты в стойках определяем суммированием их значений в основной системе с вторичными моментами защемления, передаваемыми с верхних узлов:

$$M_{14} = +450 + \frac{-152 - 6 - 1}{2} = +371 \; \textit{тсм};$$
$$M_{25} = +540 + \frac{-136 + 48 + 4}{2} = +498 \; \textit{тсм};$$
$$M_{36} = +360 + \frac{-58 - 11 - 1}{2} = +326 \; \textit{тсм}.$$

Полученная в результате уравновешивания эпюра моментов (в *тм*) показана на рис. 1.114, *д*.

3. Определяем полную горизонтальную нагрузку на этажи рамы, соответствующую полученной эпюре моментов:

$$\overline{W}_3 = \frac{0{,}36 + 0{,}43}{4{,}0} + \frac{0{,}55 + 0{,}58}{4{,}5} + \frac{0{,}33 + 0{,}36}{4{,}0} = 0{,}62 \; m;$$
$$\overline{W}_2 + \overline{W}_3 = \frac{0{,}95 + 1{,}24 + 2{,}06 + 2{,}22 + 1{,}01 + 1{,}11}{5{,}0} = 1{,}72 \; m;$$
$$\overline{W}_1 + \overline{W}_2 + \overline{W}_3 = \frac{3{,}71 + 2{,}91 + 4{,}98 + 4{,}56 + 3{,}26 + 2{,}90}{6{,}0} = 3{,}72 \; m.$$

4. Определяем корректирующие множители:

$$K_3 = \frac{0{,}80}{0{,}62} = 1{,}29;$$
$$K_2 = \frac{0{,}80 + 1{,}70}{1{,}72} = 1{,}45;$$
$$K_1 = \frac{0{,}80 + 1{,}70 + 2{,}00}{3{,}72} = 1{,}21.$$

5. Определяем окончательные значения моментов в стойках как произведение моментов в стойках по эпюре, изображенной на рис. 1.114, *д*, на соответствующие корректирующие множители.

Так, например, для стойки второго этажа:

$$M_{56} = \overline{M}_{56} \times K_2 = 2{,}06 \times 1{,}45 = 3{,}00 \; \textit{тм};$$
$$M_{65} = \overline{M}_{65} \times K_2 = 2{,}22 \times 1{,}45 = 3{,}22 \; \textit{тм}.$$

6. Определяем окончательные значения моментов в ригелях.

Моменты в ригелях у крайних узлов рамы равны сумме моментов в стойках.

Например:

$$M_{78} = M_{710} + M_{74} = +0{,}46 + 1{,}77 = 2{,}23 \text{ } \mathit{тм};$$
$$M_{45} = M_{47} + M_{41} = +1{,}38 + 3{,}52 = 4{,}90 \text{ } \mathit{тм}.$$

Моменты в ригелях у средних узлов рамы определяются распределением суммы моментов в стойках в соответствии с зависимостью (1.288).

Например:

$$M_{87} = (0{,}71 + 3{,}22)\frac{1{,}27}{1{,}27 + 1{,}50} = 1{,}81 \text{ } \mathit{тм};$$
$$M_{78} = (0{,}71 + 3{,}22)\frac{1{,}50}{1{,}27 + 1{,}50} = 2{,}12 \text{ } \mathit{тм}.$$

Полученная эпюра показана на рис. 1.114, *e* (в скобках приведены точные значения моментов). Сравнение полученного решения с точным решением показывает практически полное совпадение результатов.

Пример. Пусть требуется рассчитать однопролетную двухэтажную раму на вертикальную нагрузку [1].

Схемы рамы и нагрузки показаны на рис. 1.115, *а*. На схеме рамы посредине стержней проставлены относительные величины их погонных жесткостей.

Расчет рамы производим в два этапа.

В первом этапе рассчитываем раму с несмещающимися узлами, для чего в заданную систему вводим связи, препятствующие смещению узлов.

Во втором этапе рассчитываем раму на горизонтальные силы, равные по величине, но обратные по знаку усилиям в дополнительных связях, введенных в раму в первом этапе расчета.

Действительное решение для заданной рамы получаем суммированием результатов по обоим этапам расчета.

Расчет рамы с несмещающимися узлами

1. Определяем моменты на концах стержней основной системы от заданной нагрузки.

Основная система получается введением в заданную систему закреплений и связей, препятствующих повороту и смещению узлов.

Моменты в заданной системе возникнут только на ригелях, представляющих собой балки с защемленными опорами.

По формулам (см. табл. 3.1) определяем:

$$\overline{M}_{56} = -\overline{M}_{65} = 0{,}222\, Pl = 0{,}222 \times 4{,}5 \times 7{,}5 = 7{,}5 \text{ } \mathit{тм};$$
$$\overline{M}_{34} = -\overline{M}_{43} = 0{,}222 \times 6{,}0 \times 7{,}5 = 10{,}0 \text{ } \mathit{тм}.$$

2. Производим уравновешивание узловых моментов при несмещающихся узлах рамы.

Определение коэффициентов распределения моментов в узлах производим на схеме рамы (рис. 1.115, *б*).

Уравновешивание моментов производим методом последовательных приближений в табличной форме (см. табл. 1.75). Уравновешивание начинаем с узла *3*.

Техника вычисления коэффициентов распределения моментов и уравновешиваяя моментов в узлах подробно пояснена в предыдущем примере.

Опорные моменты в стойках определяем суммированием вторичных моментов защемления, передаваемых с верхних узлов:

$$M_{13} = \frac{-2{,}50 - 0{,}87 + 0{,}04}{2} = -1{,}66 \text{ } \mathit{тм},$$
$$M_{24} = \frac{+3{,}23 + 0{,}10 - 0{,}11 - 0{,}03}{2} = +1{,}60 \text{ } \mathit{тм}.$$

Полученная в результате уравновешивания эпюра моментов показана на рис. 1.115, *в*.

3. Определяем горизонтальные усилия в дополнительных связях, препятствующих смещению узлов рамы.

---

[1] Условие примера заимствовано из книги Б. Н. Жемочкина, Расчет рам. Госстройиздат, 1933.

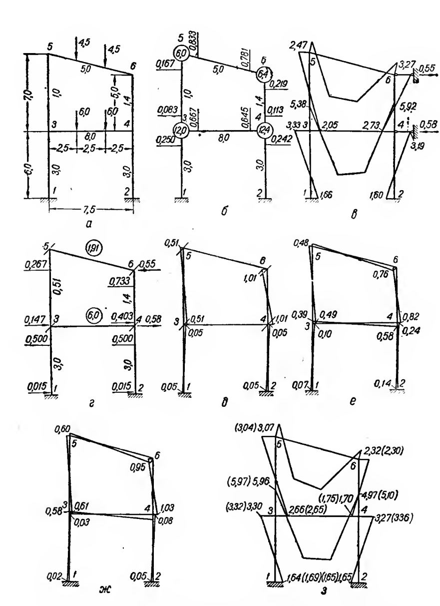


Рис. 1.115. Расчет однопролетной рамы на ветровую нагрузку:

а — расчетная схема рамы и схема нагрузки; *б* — схема определения коэффициентов распределения моментов в узлах рамы; *в* — эпюра моментов, полученная в результате уравновешивания узлов рамы; *г* — схема определения поперечных сил в стойках основной системы; *д* — эпюра моментов в основной системе от горизонтальных сил; *е* — эпюра моментов, полученная в результате уравновешивания узлов рамы; *ж* — эпюра моментов в раме от горизонтальной нагрузки; *з* — окончательная эпюра моментов в раме от действия внешней нагрузки (в скобках приведены точные значения моментов).

Из условий равновесия частей рамы имеем:

$$R_6 = Q_{35} + Q_{46} = \frac{-2{,}47 - 2{,}05}{7{,}0} + \frac{3{,}27 + 2{,}73}{5{,}0} = +0{,}55\ m,$$

$$R_4 = Q_{13} + Q_{24} - R_6 = \frac{-3{,}33 - 1{,}63}{6{,}0} + \frac{3{,}19 + 1{,}60}{6{,}0} - 0{,}55 = -0{,}58\ m.$$

Таблица 1.75

Уравновешивание моментов

Узлы			
Узел 5		Узел 6	
5—3	5—6	6—5	6—4
0,167	0,833	0,781	0,219
	+750	—750	
—41	+263		+ 75
—162	—810	+526	+149
—14	+157	—405	+2
—24	—119	+315	+88
	+24	—59	—2
—4	—20	+48	+13
+1	+4	—10	
—1	—4	+8	+2
—247	+247	—327	+327

Узел 3			Узел 4		
3—1	3—5	3—4	4—3	4—6	4—2
0,250	0,083	0,667	0,645	0,113	0,242
		+1000	—1000		
			—333		
—250	—83	—667	+860	+150	+323
	—81	+430	—116	+74	
—87	—29	—233	+27	+5	+10
	—12	+13		+44	
		—1	—28	—5	—11
	—2	—14	+5	+6	
+4	+2	+10	—7	—1	—3
—333	—205	+538	—592	+273	+319

Расчет рамы на горизонтальные силы

1. Определяем эпюру моментов для основной системы от горизонтальной нагрузки.

Основную систему получаем введением в заданную систему закреплений, препятствующих повороту узлов, но при этом рама сохраняет свободу линейных смещений узлов. К узлам *4* и *6* прикладываем горизонтальные силы, равные по величине, но обратные по знаку усилиям в связях, выявленные в первом этапе расчета:

$$W_1 = -R_4 = 0{,}58\ m,$$
$$W_2 = -R_6 = -0{,}55\ m.$$

Основная система и схема нагрузок показаны на рис. 1.115, *г*.

Вычисление относительных величин жесткости стоек на сдвиг, коэффициентов распределения поперечных сил и поперечных сил в стойках произведено на схеме рамы (рис. 1.115. *г*).

Эпюра моментов в основной системе показана на рис. 1.115, *д*.

Техника всех вычислений подробно пояснена в предыдущем примере.

2. Закрепляем узлы основной системы от смещений и производим уравновешивание узловых моментов.

Уравновешивание моментов произведено в табл. 1.76.

Таблица 1. 76

Уравновешивание моментов

Узлы

Узел *5*		Узел *6*	
5—3	5—6	6—5	6—4
0,167	0,833	0,781	0,219
—51			—101
	+39		
+2	+10	+79	+22
	—4	+5	+5
+1	+3	—8	—2
—48	+48	+76	—76

Узел *3*			Узел *4*		
3—1	3—5	3—4	4—3	4—6	4—2
0,250	0,083	0,667	0,645	0,113	0,242
+5	—51			—101	+5
		+27		+11	
+5	+1	+13	+55	+10	+20
	+1	—1	+6	—1	
			—3	—1	—1
+10	—49	+39	+58	—82	+24

Опорные моменты в стойках определяем суммированием их значений в основной системе с вторичными моментами, передаваемыми с верхних узлов:

$$M_{13} = +0{,}05 + \frac{+0{,}05}{2} = +0{,}07 \; тм,$$

$$M_{24} = +0{,}05 + \frac{+0{,}20 - 0{,}01}{2} = +0{,}15 \; тм.$$

Полученная в результате уравновешивания эпюра моментов показана на рис. 1.115,*е*.

3. Определяем полную горизонтальную нагрузку на этажи рамы, соответствующую полученной эпюре моментов:

$$\overline{W}_2 = \frac{-0{,}47 - 0{,}39}{7{,}0} + \frac{-0{,}76 - 0{,}82}{5{,}0} = -0{,}44,$$

$$\overline{W}_1 + \overline{W}_2 = \frac{+0{,}10 + 0{,}07 + 0{,}24 + 0{,}14}{6{,}0} = +0{,}09.$$

4. Определяем корректирующие множители:

$$K_2 = \frac{W_2}{\overline{W}_2} = \frac{-0{,}55}{-0{,}44} = 1{,}25,$$

$$K_1 = \frac{W_1 + W_2}{\overline{W}_1 + \overline{W}_2} = \frac{+0{,}03}{+0{,}09} = 0{,}33.$$

5. Определяем значения моментов в стойках рамы от горизонтальной нагрузки. Моменты в стойках равны произведению их значений по эпюре, показанной на рис. 1.115, *е*, на соответствующие корректирующие множители. Подсчитанные таким образом величины моментов в стойках показаны на рис. 1.115, *ж*.

6. Определяем значения моментов в ригелях рамы от горизонтальной нагрузки. Моменты в ригелях равны по абсолютной величине и обратны по знаку сумме моментов в примыкающих к ним стойках.

Полученная эпюра моментов в раме от действия горизонтальных сил показана на рис. 1.115, *ж*.

Окончательная эпюра моментов в раме от заданной нагрузки, полученная суммированием эпюр моментов по рис. 1.115, *в* и *ж*, показана на рис. 1.115, *з*.

На эпюре цифрами в скобках приведены точные значения моментов.

Сравнение полученного решения с точным показывает практически полное совпадение результатов.

Выполненные примеры расчетов рам показывают, что применение метода последовательных приближений значительно сокращает вычислительную работу по сравнению с другими методами расчета и обеспечивает вполне достаточную для практических расчетов точность.

Расчет сборных железобетонных поперечников одноэтажных производственных зданий

Объемно-планировочные и конструктивные решения, а также выбор типа и размеров элементов сборных железобетонных конструкций (фундаментов, стоек, конструкций покрытия и др.) одноэтажных производственных зданий должны приниматься в соответствии с требованиями «Основных положений по унификации конструкций производственных

зданий», «Указаний по применению сборных железобетонных конструкций и деталей в строительстве» и «Каталога унифицированных сборных железобетонных изделий и конструкций для промышленного строительства», утвержденных Государственным комитетом Совета Министров СССР по делам строительства.

Поперечники одноэтажных производственных зданий представляют собой обычно рамы, состоящие из стоек, защемленных в уровне верха фундаментов и шарнирно связанных по верху ригелями. Ригели рам в виде балок, ферм или арок с затяжками рассматриваются в расчете как абсолютно жесткие (недеформируемые) стержни.

Расчетные схемы поперечников производственных зданий показаны на рис. 1.116, 1.120 и 1.125.

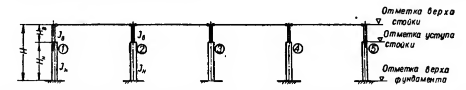


Рис. 1.116. Расчетная схема многопролетного поперечника с ригелями в одном уровне.

Как правило, наиболее удобным методом расчета поперечников является метод деформаций. За неизвестные принимаются при этом горизонтальные смещения ригелей.

В некоторых случаях для расчета поперечников целесообразным является применение метода сил. За неизвестные в этом случае рекомендуется принимать внутренние продольные усилия в ригелях, соединяющих стойки.

Для упрощения вычисления коэффициентов уравнений методов деформаций и сил, составляемых для расчета поперечников, следует пользоваться таблицами разд. III.

Ниже приводится методика и формулы* для расчета следующих типов поперечников одноэтажных производственных зданий:

1. Многопролетный поперечник с ригелями в одном уровне (рис. 1.116).
2. Многопролетный поперечник с ригелями в разных уровнях (рис. 1.120).
3. Однопролетный поперечник (рис. 1.125).

Расчет многопролетных поперечников с ригелями в одном уровне

Расчет многопролетных поперечников при количестве стоек три и более на действие вертикальных нагрузок от покрытия и стен, а также на действие крановых нагрузок разрешается производить без учета смещения верха стоек**. Расчет поперечников при этом сводится к расчету отдельных стоек с нижними защемленными и верхними шарнирно неподвижными опорами на действие непосредственно приложенных к ним нагрузок.

Расчетные схемы крайних и средних стоек показаны на рис. 1.117.

Горизонтальные реакции $R_в$ в верхних опорах стоек определяются с помощью таблиц раздела III в соответствии со схемой нагрузок. После определения горизонтальной реакции в верхней опоре изгибающие мо-

---

* С. А. Ривкин, Расчет рамных каркасов зданий, КИСИ, Киев, 1956.

** При покрытии из железобетонных плит или плит из ячеистых бетонов по железобетонным или стальным несущим конструкциям.

менты в стойке определяются, как в консоли, от действия внешней нагрузки и горизонтальной реакции $R_в$.

Расчет многопролетных поперечников на ветровую нагрузку рекомендуется производить методом деформаций.

За основную систему принимаются рамы с несмещающимися узлами. На рис. 1.118 в качестве примера показана принимаемая в расчетах основная система для четырехпролетного поперечника и схема ветровой нагрузки.

Сосредоточенная ветровая нагрузка W_1 представляет собой суммарную (т. е. положительную плюс отсасывающую) нагрузку, действующую на поперечник выше уровня, принимаемого в расчете за ось ригеля.

Определение изгибающих моментов в стойках поперечника сводится при этом к расчету рамы по двум схемам.

По схеме *1* определяются изгибающие моменты в стойках от действия непосредственно приложенной к ним нагрузки и определяется горизонтальное усилие R в введенной дополнительной связи, препятствующей смещению верхних узлов поперечника.

Рис. 1.117. Расчетные схемы стоек многопролетных поперечников при действии вертикальных и крановых нагрузок:
а — крайние стойки;
б — средние стойки.

По схеме *2* определяются изгибающие моменты в стойках от действия горизонтального усилия R в дополнительной связи, приложенного с обратным знаком.

Действительные изгибающие моменты в стойках поперечника от ветровой нагрузки определяются суммированием результатов расчета по схемам *1* и *2*.

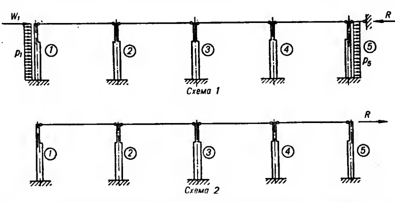


Рис. 1. 118. Схемы расчета многопролетного поперечника с ригелями в одном уровне на ветровую нагрузку.

Расчет поперечника на ветровую нагрузку рекомендуется производить в следующем порядке.

1. Определяют с помощью таблиц раздела III горизонтальные реакции $R_В$ в верхних опорах загруженных стоек. При ветровой нагрузке загружены только крайние стойки.

2. Определяют горизонтальное усилие в дополнительной связи по формуле

$$R = \Sigma R_В + W_1.$$

3. Распределяют горизонтальное усилие R в дополнительной связи между стойками поперечника.

Горизонтальное усилие ΔR_i, приходящееся на каждую рассматриваемую стойку i, определяется по формулам:

а) при разных высотах H, разных моментах инерции $I_н$ и различных модулях упругости материала стоек поперечника

$$\Delta R_i = -\frac{R}{\Sigma \frac{k_0 E I_н}{H^3}} \frac{k_{0i} E_i I_{нi}}{H_i^3}; \qquad (1.289)$$

б) при одинаковых высотах H стоек поперечника

$$\Delta R_i = -\frac{R}{\Sigma k_0 E I_н} \cdot k_{0i} E_i I_{нi};$$

в) при одинаковых высотах H и моментах инерции стоек поперечника

$$\Delta R_i = -\frac{R}{\Sigma k_0 E} k_{0i} E_i, \qquad (1.290)$$

где k_0 — коэффициент, определяемый по табл. 3.100.

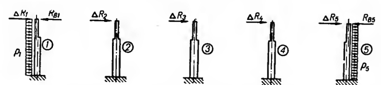


Рис. 1.119. Схемы нагрузок и усилий, приходящихся на отдельные стойки многопролетного поперечника.

В случае, если все стойки поперечника выполнены из одного материала, в формулах (1.289) и (1.290) величины E и E_i исключаются.

4. Определяют изгибающие моменты в стойках поперечника. При этом стойки рассматриваются, как консоли, под действием непосредственно приложенной к ним ветровой нагрузки, горизонтальной реакции $R_В$, вычисленной в п. 1, и части горизонтального усилия ΔR, вычисленного в п. 3 (рис. 1.119).

В примере XII приводится числовой расчет трехпролетного поперечника по предлагаемой методике на все виды нагрузок.

Расчет многопролетных поперечников с ригелями в разных уровнях

Расчет многопролетного поперечника с ригелями в разных уровнях (рис. 1.120) на действие вертикальных нагрузок от покрытия, стен и крановых нагрузок разрешается производить без учета смещения ригелей.

Расчет поперечника на указанные нагрузки сводится к независимому расчету отдельных стоек на непосредственно приложенные к ним нагрузки.

Стойки поперечника, к которым примыкают ригели в одном уровне, рассчитываются по схемам, показанным на рис. 1.117.

Стойки поперечника, к которым примыкают ригели в разных уровнях, рассчитывают по схеме, показанной на рис. 1,121,*а*.

Расчет таких стоек рекомендуется производить по методу сил, принимая основную систему, показанную на рис. 121,*б*.

Эпюры изгибающих моментов для основной системы от внешней нагрузки (т. е. эпюру $\overline{M}_P$) и неизвестного $X_1 = 1$ (т. е. эпюру $\overline{M}_1$) определяют с помощью табл. 3.92—3.100.

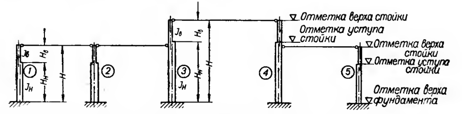


Рис. 1.120. Расчетная схема многопролетного поперечника с ригелями в разных уровнях.

В качестве примера на рис. 1.121, *в* и *г* показаны эпюры изгибающих моментов в основной системе от вертикальной крановой нагрузки D_{max} и $X_1 = 1$.

Неизвестное усилие X_1 определяют по формуле

$$X_1 = -\frac{\Delta_{1p}}{\delta_{11}}, \qquad (1.291)$$

где Δ_{1p} и δ_{11} — перемещения в основной системе в направлении X_1 соответственно от внешней нагрузки и $X_1 = 1$.

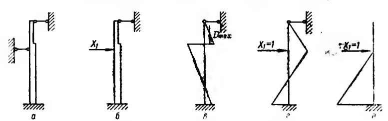


Рис. 1. 121. Схема расчета стойки многопролетного поперечника (к которой примыкают ригели в разных уровнях) на действие вертикальных и крановых нагрузок:

а — расчетная схема стойки; *б* — основная система; *в* — эпюра моментов в основной системе от вертикальной крановой нагрузки; *г* — эпюра моментов в основной системе от $X_1 = 1$; *д* — эпюра моментов в консольной стойке от $X_1 = 1$.

Перемещения Δ_{1p} и δ_{11} определяют перемножением эпюр с помощью табл. 3.126.

Так, например, для определения Δ_{1p} необходимо перемножить эпюру рис. 1.121,*в* на эпюру рис. 1.121,*г*.

Для определения δ_{11} эпюра рис. 1.121,*г* умножается на саму себя.

Тот же результат можно получить более просто, а именно: для определения Δ_{1p} и δ_{11} перемножить соответственно эпюры рис. 1.121,*в* и рис. 1.121,*г* на эпюру рис. 1.121,*д*.

После нахождения X_1 действительные величины изгибающих моментов в стойке определяются по формуле

$$M = \overline{M}_p + \overline{M}_1 X_1. \qquad (1.292)$$

Расчет многопролетного поперечника с ригелями в разных уровнях на ветровую нагрузку рекомендуется производить методом сил.

На рис. 1.122,*а* показаны расчетная схема и схема ветровой нагрузки для четырехпролетного поперечника с одним повышенным пролетом.

В качестве основной системы удобно выбрать статически неопределимую систему, расчет которой легко выполнить с помощью таблиц.

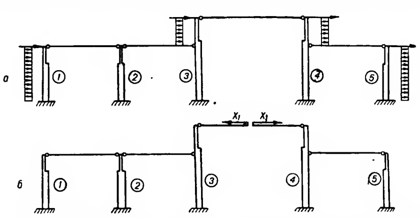


Рис. 1. 122. Схемы расчета многопролетных поперечников с одним повышенным пролетом на действие ветровой нагрузки:
а — заданная система; *б* — основная система.

На рис. 1.122,*б* показана предлагаемая основная статически неопределимая система. В качестве неизвестного выбрано продольное усилие X_1 в ригеле повышенного пролета.

Эпюры изгибающих моментов в основной системе от ветровой нагрузки и от $X_1 = 1$ определяют с помощью таблиц, как и в случае расчета на ветровую нагрузку многопролетного поперечника с ригелями в одном уровне.

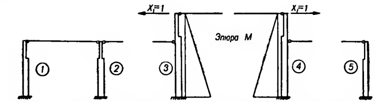


Рис. 1. 123. Эпюра моментов в основной системе при разрезанных ригелях в примыкающих пролетах от $X_1 = 1$.

Неизвестное усилие X_1 определяется по формуле (1.291).

Перемещения Δ_{1p} и δ_{11} можно определить перемножением эпюр в основной системе соответственно от ветровой нагрузки и $X_1 = 1$ на эпюру моментов от $X_1 = 1$ в стойках повышенного пролета (при разрезанных ригелях примыкающих пролетов) (рис. 1.123). Действительные величины изгибающих моментов в стойках поперечника определяются по формуле (1.292).

Отметим, что предлагаемая методика расчета на ветровую нагрузку многопролетных поперечников с ригелями в разных уровнях остается неизменной и при любых других схемах таких поперечников. Во всех

случаях основную систему следует принимать путем расчленения заданного поперечника на ряд рам с ригелями в одном уровне, расчет которых легко выполняется с помощью таблиц. Например, для поперечника, показанного на рис. 1.124,*а*, основную систему рекомендуется принять по рис. 1.124,*б*.

Каноническая система уравнений метода сил в данном случае будет иметь вид:

$$X_1\delta_{11} + X_2\delta_{12} + \Delta_{1p} = 0,$$
$$X_1\delta_{21} + X_2\delta_{22} + \Delta_{2p} = 0.$$

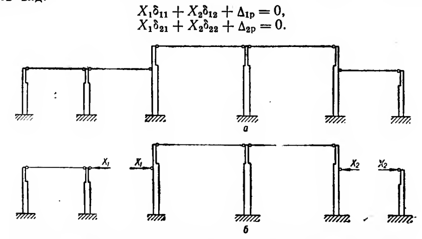


Рис. 1. 124. Многопролетный поперечник с ригелями в разных уровнях:
а — заданная система; *б* — основная система.

Действительные величины моментов в стойках поперечника определяются по формуле

$$M = \overline{M}_p + \overline{M}_1 \cdot X_1 + \overline{M}_2 \cdot X_2.$$

Расчет однопролетных поперечников

Расчет однопролетного поперечника на все виды нагрузок должен производиться с учетом возможного смещения ригеля. Расчетная схема однопролетного поперечника показана на рис. 1.125,*а*.

Стойки однопролетных поперечников часто имеют одинаковую высоту и жесткость, поэтому благодаря симметрии поперечника и симметрии нагрузок от покрытия и стен смещения ригелей не происходит.

В силу этого расчет однопролетных поперечников от симметричных нагрузок сводится к расчету отдельных стоек с нижней защемленной и верхней шарнирно неподвижной опорой на действие непосредственно приложенных к ним нагрузок.

Расчетная схема стойки показана на рис. 1.117,*а*.

Расчет таких стоек с помощью таблиц пояснен при изложении расчета многопролетных поперечников.

Расчет поперечников на ветровую и крановую нагрузки может быть произведен с помощью таблиц по методу деформаций, как это изложено для случая расчета многопролетного поперечника с ригелями в одном уровне на действие ветровой нагрузки. Однако удобнее всего произвести расчет однопролетного поперечника по предлагаемым ниже формулам для определения продольного усилия X в ригеле от всех практически встречающихся видов нагрузок.

1. К поперечнику приложена вертикальная крановая нагрузка D_{max} и D_{min} (рис. 1.125,*б*)

$$X = 0{,}5\,k\,\frac{e_н}{H}\,(D_{max} + D_{min}), \qquad (1.293)$$

где k — коэффициент, определяемый по табл. 3.93.

2. К поперечнику приложена горизонтальная крановая нагрузка от поперечного торможения крана (рис. 1.125,*в*)

$$X = 0{,}5\,kT, \qquad (1.294)$$

где k — коэффициент, определяемый по табл. 3.94.

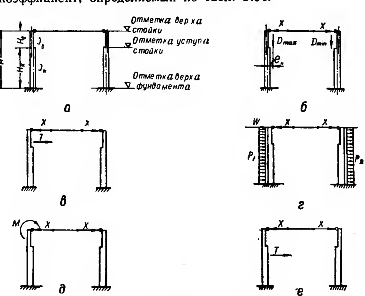


Рис. 1. 125. Расчет однопролетных поперечников:

а — расчетная схема, *б* — схема вертикальной крановой нагрузки, *в* — схема горизонтальной крановой нагрузки, *г* — схема ветровой нагрузки, *д* — сосредоточенный момент, приложенный в верхнем узле однопролетного поперечника; *е* — горизонтальная сила, приложенная в пределах подкрановой части стойки.

3. К поперечнику приложена ветровая нагрузка (рис. 1.125,*г*)

$$X = 0{,}5\,[W + kH\,(p_1 - p_2)], \qquad (1.295)$$

где k — коэффициент, определяемый по табл. 3.98.

4. К поперечнику в верхнем узле приложен сосредоточенный момент (рис. 1.125,*д*)

$$X = 0{,}5\,k\,\frac{M}{H}, \qquad (1.296)$$

где k — коэффициент, определяемый по табл. 3.92.

5. К поперечнику в пределах подкрановой части стойки приложена горизонтальная сила (рис. 1.125,*е*)

$$X = 0{,}5\,kT, \qquad (1.297)$$

где k — коэффициент, определяемый по табл. 3.95.

После определения продольного усилия в ригеле изгибающие моменты в стойке определяются, как в консоли, загруженной непосредственно приложенной к стойке нагрузкой и усилием X.

В примере XIII приводится числовой расчет однопролетного поперечника по предлагаемым формулам на все виды нагрузок.

Конструирование рамных узлов

Входящие углы элементов рамы в растянутой зоне должны иметь поперечную арматуру, назначаемую по расчету в соответствии с указаниями на стр. 91.

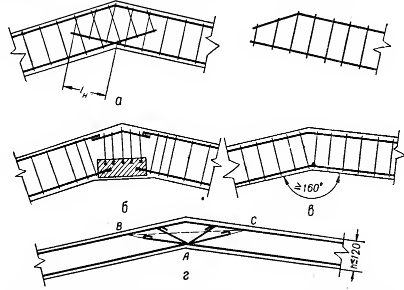


Рис. 1. 126. Армирование сварными каркасами и сетками входящих узлов железобетонных конструкций:

а — перепуском каркасов; *б* — приваркой каркасов к специальным фасонкам; *в* — каркасами, изогнутыми по форме угла; *г* — перепуском стержней при $h \leqslant 120$ *мм*.

В плитных конструкциях толщиной до 120 *мм* при диаметре продольной арматуры не более 12 *мм* специальная поперечная арматура может не ставиться при условии заанкеривания продольной арматуры в сжатой зоне плиты. Рекомендуется часть продольных стержней отгибать с тем, чтобы они пересекали основание равнобедренного треугольника ABC (рис. 1.126,*г*).

При величине входящего угла $\alpha < 160°$ растянутая зона его должна армироваться системой пересекающихся стержней, перепускаемых в каждую сторону (от вершины угла).

При армировании сварными каркасами возможен перепуск каркасов друг за друга (рис. 1.126,*а*) либо доведение их до вершины угла и приварка к специальным фасонкам (рис. 1.126,*б*). В первом случае каркасы должны быть заведены в бетон за вершину входящего угла на величину $l_н$, принимаемую по табл. 1.59. Во втором случае к фасонкам должны быть предварительно приварены поперечные стержни, связанные точечной сваркой в каркас стержнями, изогнутыми по форме угла, сты-

куемыми затем со сжатыми стержиями каркасов, подходящих с обеих сторон к узлу, свариым стыком виахлестку.

При величиие входящего угла $\alpha \geqslant 160°$ армирование его может производиться криволииейиыми каркасами, выполияемыми по форме элемеита, либо непрерывиыми стержнями, изогиутыми по форме входящего угла (рис. 1.126,*в*).

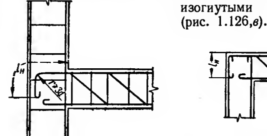


Рис. 1. 127. Армирование узлов примыкания ригелей рам к стойкам.

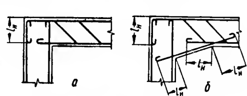
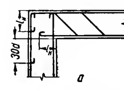


Рис. 1. 128. Армирование крайних верхних узлов рам при $\frac{e_0}{h} \leqslant 0{,}25$ (при арматуре периодического профиля крюки отсутствуют):
а — при ригеле без вутов; *б* — при ригеле с вутом.

В местах примыкаиий ригелей рам к стойкам, продолжающимся выше этих ригелей (рис. 1.127), растянутые стержии ригелей заводятся за внутреиию грань колоины ие менее чем на величину $l_н$, принимаемую по табл. 1.60. Если требуемая длина заделки арматуры ригеля превосходит высоту сечения стойки, стержии заделываемой арматуры отгибаются киизу по дуге круга радиусом ие менее $3d$. Если сечеиие колоины в местах примыкания ригелей всегда сжато, указанные выше запуски арматуры ригелей могут быть уменьшены иа 10 диаметров.



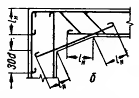


Рис. 1. 129. Армирование крайних верхних узлов рам при $0{,}25 < \frac{e_0}{h} \leqslant 0{,}5$ (при арматуре периодического профиля крюки отсутствуют):
а — при ригеле без вутов; *б* — при ригеле с вутом.



Рис. 1. 130. Армирование крайних верхних узлов рам при $\frac{e_0}{h} > 0{,}5$ (при арматуре периодического профиля крюки отсутствуют).

В местах примыкаиия ригелей рам к стойкам верхиих этажей растянутые стержии ригелей должиы быть заведеиы в стойку следующим образом:

1. Если изгибающий момеит в верхием сечении стойки невелик $\left(\frac{e_0}{h} \leqslant 0{,}25\right.$, где e_0 — эксцентриситет иормальиой силы отиосительио геометрической оси сечеиия, h — высота сечения стойки), армироваиие может выполияться, как указаио иа рис. 1.128. Длииа $l_н$ при выполиеиии перепуска внахлестку без сварки принимается по табл. 1.60.

2. При средних величинах изгибающего момента $\left(0{,}25 < \frac{e_0}{h} \leqslant 0{,}5\right)$, помимо перепуска, указанного выше, не менее двух стержней должны быть заведены за нижнюю грань ригеля на 30 диаметров (рис. 1.129).

3. При больших изгибающих моментах в верхнем сечении стойки $\left(\frac{e_0}{h} > 0{,}5\right)$ часть стержней стойки может быть доведена до верха ригеля, а часть должна быть заведена в ригель. Стержни верхней опорной арматуры ригеля должны быть заведены в стойку за нижнюю грань ригеля не менее чем на 30 диаметров, причем в одном сечении обрывать более двух стержней не рекомендуется (рис. 1.130). Перегиб стержней в углах следует осуществлять по дуге круга радиусом $15d$.

При конструировании ригелей и стоек рамных конструкций следует также руководствоваться указаниями, приведенными выше для балок и стоек.

Подробное изложение методов расчета рамных и каркасных конструкций см. литературу:

А. А. Гвоздев и В. И. Мурашев, Инструкция по расчету железобетонных рам и каркасов (проект), Госстройиздат, 1932.

Б. Н. Жемочкин, Расчет рам, Госстройиздат, 1933.

Справочник инженера-проектировщика промсооружений, т. II, Расчетно-теоретический, Госстройиздат, 1934.

И. М. Рабинович, Методы расчета рам, ч. I, II и III, Госстройиздат, 1934 и 1937.

Н. Л. Перельштейн, Таблицы для расчета статически-неопределимых систем, Государственное научно-техническое издательство, 1932.

В. Ч. Нейшильд, Таблицы для многопролетных многоэтажных рам и неразрезных балок, Госстройиздат, 1939.

К. Г. Протасов, Формулы для расчета рам, Трансжелдориздат, 1934.

В. Д. Линецкий, Жесткие рамы, ОНТИ, 1934.

Расчет рамных конструкций, Промстройпроект, Проектно-расчетная инструкция, раздел V, Стандартгиз, 1935.

И. П. Ерохин и А. С. Малиев, Формулы для расчета сложных рам, ОНТИ, 1935.

Э. Г. Ратц, Железобетонные каркасы многоэтажных зданий, ОНТИ ДНТВУ, 1936.

Г. С. Глушков, И. Р. Егоров, В. В. Ермолов, Формулы для расчета рам, справочное пособие, Госстройиздат, 1958.

А. Н. Гениев и В. А. Балдин, Курс металлических конструкций, ч. II, глава XVIII, Стройиздат, 1940.

С. А. Рогицкий, Расчет рам, Машгиз, 1948.

Н. В. Корноухов, Прочность и устойчивость стержневых систем, Стройиздат, 1949.

А. А. Уманский, Специальный курс строительной механики, ч. 2, ОНТИ, 1940.

А. И., Сегаль, Высотные сооружения, Стройиздат, 1949.

Е. А. Поберезкин, Рационализация расчета рам на вертикальную нагрузку, Углетехиздат, 1950.

Справочник, Инженерные сооружения, т. I, Машстройиздат, 1950.

П. М. Сосис, Расчет рам, Гостехиздат УССР, 1956.

Конструкции высотных зданий, Академия архитектуры СССР, Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре, 1952.

Исследования конструкций высотных зданий, Институт строительной техники Академии архитектуры СССР, Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре, 1953.

С. А. Ривкин, Приближенный метод расчета свободных рам, Новое в строительной технике, Выпуск VII, Строительные конструкции, Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре УССР, 1955.

Стальные конструкции одноэтажных промышленных зданий, Руководство по проектированию, КТИС, Гос. издательство литературы по строительству и архитектуре, М., 1952.

ФУНДАМЕНТЫ

Отдельные фундаменты

При выборе типов сборных фундаментов и их сопряжений с колоннами и рандбалками, а также при назначении типов монолитных фундаментов, рабочих швов бетонирования в колоннах и мест арматурных выпусков следует исходить из удобств производства работ «нулевого цикла» а также работ по монтажу и возведению надземной части сооружения.

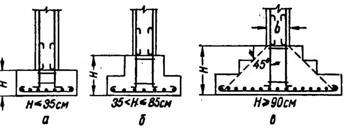


Рис. 1. 131. Ступенчатые железобетонные фундаменты: а — одноступенчатый, б — двухступенчатый, в — трехступенчатый.

Особенностью конструкции фундаментов при применении метода «нулевого цикла» является то, что верх фундамента принимается на глубине 150 *мм* от уровня чистого пола. Таким образом, становится возможным закончить возведение всех подземных конструкций до начала монтажа наземных, т. е. осуществить «нулевой цикл», а строительно-монтажные работы в надземной части вести индустриальными методами, применение которых облегчается наличием выравненной твердой поверхности подготовки под полы.

Отдельные монолитные фундаменты под колонны рекомендуется принимать ступенчатого очертания (рис. 1.131). Высота фундамента H определяется расчетом. Количество ступеней назначается в зависимости от общей высоты фундамента. Рекомендуется принимать (рис. 1.131):

при $H \leqslant 35$ *см* одноступенчатый фундамент,

при $35 < H \leqslant 85$ *см* двухступенчатый фундамент,

при $H \geqslant 90$ *см* трехступенчатый фундамент.

Размеры ступеней назначаются такими, чтобы весь контур фундамента находился снаружи боковых граней усеченной пирамиды, верхним основанием которой служит опорное сечение колонны, а грани наклонены к горизонту под углом 45°. Высота нижней ступени назначается по расчету.

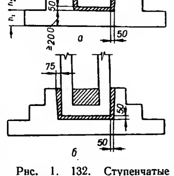


Рис. 1. 132. Ступенчатые железобетонные фундаменты стаканного типа под сборные колонны:
а — одиночные; б — двухветвеные.

При центральной нагрузке фундаменты в плане следует принимать квадратной формы. При внецентренной нагрузке фундамент может назначаться прямоугольной формы, причем следует стремиться к форме, наиболее близкой к квадратной.

Отдельные фундаменты под сборные железобетонные колонны следует выполнять стаканного типа (рис. 1.132). Глубина стакана для одиночных колонн должна быть не менее большего размера сечения ее, а для двухветвеных — не менее трети большей стороны сечения всей колонны и не менее

1,5 большего размера сечения ветви. Для двухветвеных колонн рекомендуется устройство в фундаментах двух отдельных стаканов. Глубина стакана, кроме того, должна быть увязана с условиями заделки продольной арматуры колонн.

Толщина дна стакана принимается равной 200 *мм*. Толщину стенок стакана по верху рекомендуется принимать 200—250 *мм*, но не менее

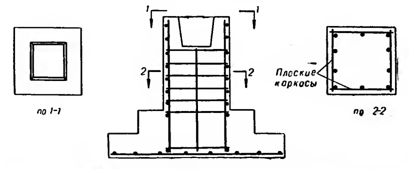


Рис. 1. 133. Железобетонный фундамент под сборные колонны с повышенной стаканной частью.

0,75 высоты верхней ступени. Минимальные размеры зазоров между стенками стакана и колонной принимаются: 75 *мм* по верху и 50 *мм* по низу. Рекомендуется принимать глубину стакана на 50 *мм* больше необходимой глубины заделки колонны с целью возможности устройства подливки и компенсации неточностей в установке сборного фундамента.

При необходимости для отдельных сборных колонн увеличения заглубления подошвы фундамента против принятого для данного сооружения нормального заглубления и нецелесообразности устройства подбутки или увеличения длины колонн, возможно применение монолитных фундаментов с увеличенной высотой стаканной части с соответствующим армированием (рис. 1.133).

Сборные железобетонные фундаменты с целью их облегчения рекомендуется проектировать пирамидальной формы (рис. 1.134).

Возможно также применение фундаментов, собираемых из отдельных блоков-плит, укладываемых в один или два-три ряда, и блоков-стаканов (рис. 1.135).

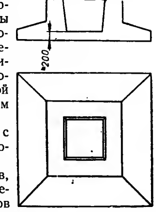


Рис. 1. 134. Сборный железобетонный фундамент.

Отдельные фундаменты под железобетонные и стальные колонны рекомендуется армировать сварными сетками.

Применение для армирования фундаментов рабочих стержней диаметром менее 10 *мм* не рекомендуется.

Расстояние между осями стержней должно быть не менее 100 *мм* и не более 200 *мм*.

Толщина защитного слоя должна назначаться в соответствии с указаниями, приведенными на стр. 157.

При возможности изготовления и транспортирования сеток больших размеров рекомендуется армировать фундаменты цельными сетками без устройства стыков. При отсутствии такой возможности рекомендуется применять узкие сетки с продольной рабочей арматурой, укладываемые в двух плоскостях таким образом, чтобы рабочая арматура в верхних и нижних сетках проходила в двух взаимно перпендикулярных направлениях. Сетки в каждой плоскости укладываются рядом друг с другом без нахлестки (рис. 1.136).

При размерах сторон подошвы фундамента 3,0 *м* и более рекомендуется половину стержней арматуры обрывать на расстоянии $0{,}1\,L$ от края подошвы (L — сторона подошвы фундамента). При

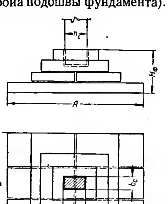
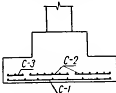


Рис. 1. 135. Сборный железобетонный фундамент из отдельных блоков-плит и блоков-стаканов.



План нижнего ряда сеток

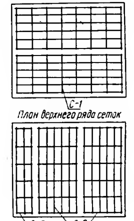


Рис. 1. 136. Расположение сварных сеток при армировании фундамента узкими сетками.

армировании фундаментов цельными сетками рекомендуется укладывать их в двух слоях, принимая размеры в плане сетки, укладываемой поверху, равными 0,8 от соответствующих размеров нижней сетки.

При армировании фундаментов сетками с рабочей арматурой одного направления рекомендуется принимать такой тип сеток, в котором часть стержней не доводится до края, или укладывать сетки одну на другую с взаимной раздвижкой.

Для осуществления заделки железобетонных монолитных стоек в фундаменты из последних устраиваются выпуски арматуры. Сечение арматуры выпусков должно быть не менее расчетного сечения арматуры стоек на уровне обреза фундамента.

Выпуски арматуры должны быть соединены хомутами (приваренными или привязанными), причем первый хомут ставится у нижних концов арматуры, а второй — на расстоянии 10 *см* ниже обреза фундамента (рис. 1.131).

Выпуски должны быть заделаны в фундамент не менее чем на величину $l_н$, приведенную в табл. 1.60.

При наличии фундаментных балок, расположенных на расстоянии 3,0 *м* и менее от верха фундамента, стык арматуры колонн рекомендуется устраивать непосредственно выше верха балок. При расположении фундаментных балок на расстоянии более 3,0 *м* от верха фундамента стык арматуры устраивается в двух уровнях: один — непосредственно выше обреза фундамента и другой — выше уровня фундаментной балки.

При отсутствии фундаментных балок стык арматуры выпусков с арматурой стоек рекомендуется устраивать:

а) при расположении обреза (верха) фундамента на глубине менее 1,5 *м* от уровня пола — непосредственно выше обреза фундамента;

б) при расположении обреза фундамента на глубине 1,5 *м* и более от уровня пола, но не более 3,0 *м* — на уровне пола;

в) при расположении обреза фундамента на глубине более 3,0 *м* от уровня пола — в двух местах: один непосредственно выше обреза фундамента, другой — на уровне пола.

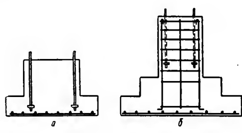


Рис. 1. 137. Фундаменты под стальные колонны:

а — высота фундамента соответствует длине анкерных болтов; *б* — высота фундамента превышает длину анкерных болтов.

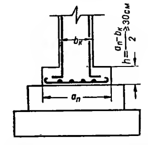


Рис. 1. 138. Опирание железобетонных колонн на бетонные, бутовые или бутобетонные фундаменты.

Стыки арматуры колонн с выпусками из фундаментов при армировании колонн отдельными стержнями рекомендуется выполнять внахлестку без сварки. При числе выпусков с каждой стороны сечения до 4 допускается устройство стыков в одном месте; при числе выпусков с каждой стороны от 5 до 8 — в двух местах; при числе выпусков с каждой стороны более 8 — в трех местах.

При армировании колонн сварными каркасами рекомендуется стык арматуры колонны с выпусками из фундамента устраивать при наличии фундаментных балок — непосредственно выше верха балок, а при отсутствии фундаментных балок — на уровне пола. При этом стык рекомендуется выполнять при помощи дуговой сварки.

При монолитных колоннах в верхней части фундаментов следует устраивать вдоль меньших сторон уступы в 50 *мм* для установки щитов опалубки.

Уступы следует устраивать при расстоянии от уровня пола до верха фундамента более 1,5 *м*. При этом расстояние от уровня пола до уступа следует принимать равным 150 *мм*.

При опирании стальных колонн на железобетонные фундаменты в последних предусматривается закладка анкерных болтов (рис. 1.137). В случаях, когда высота фундамента превышает требуемую длину анкерных болтов, возможно осуществление верхней части фундамента в соответствии с рис. 1.137,*б*. Арматура верхней части фундамента назначается по расчету.

При опирании железобетонных колонн на бетонные, бутовые и бутобетонные фундаменты высоту железобетонных подколонников следует назначать не менее наибольшего расстояния от грани подколонника до грани колонны, но не менее 30 *см* и не менее 20 диаметров продольных стержней колонны (рис. 1.138). Подколонники должны армироваться сеткой из стержней диаметром не менее 8 *мм* с расстоянием между стержнями не более 150 *мм*.

Расчет отдельных фундаментов

Расчет фундамента состоит из двух частей.

В первой части производится расчет основания. По данным этого расчета устанавливаются размеры подошвы фундамента и выбирается тип фундамента.

Во второй части производится расчет тела фундамента по несущей способности. В этом расчете определяются размеры тела фундамента и необходимое армирование (количество арматуры и характер ее расположения).

Расчет основания

Определение площади оснований фундаментов производится по нормативным нагрузкам, т. е. без введения коэффициентов перегрузки.

Требования к основанию (при расчете по деформациям) считаются удовлетворенными, если среднее давление на основание от нормативных нагрузок не превосходит условных расчетных сопротивлений грунта, приведенных в табл. 1.77—1.79 (с учетом ряда поправочных коэффициентов, указанных ниже) и если при этом одновременно соблюдаются следующие указания:

а) основание сложено по всей площади здания или сооружения из грунтов однородного горизонтального напластования, сжимаемость которых по глубине до 5 *м* от подошвы не увеличивается;

б) здания и сооружения имеют конструкции, получившие широкое применение в строительстве.

Расчетные сопротивления оснований, приведенные в табл. 1.77—1.79, относятся к фундаментам шириной 0,6—1,0 *м* при глубине заложения фундамента 1,5—2,0 *м* и при действии основных сочетаний нагрузок.

Значения расчетных сопротивлений оснований, указанные в табл. 1.77—1.79 для фундаментов шириной 5,0 *м* и более увеличиваются: при песчаных и крупнообломочных грунтах на 50%, а при пылеватых песках и глинистых грунтах — на 20%. Для фундаментов шириной от 1 до 5 *м* расчетные сопротивления определяются по линейной интерполяции между значениями, приведенными в табл. 1.77—1.79 и указанными выше значениями, увеличенными на 50 или 20%.

Указанное повышение расчетных сопротивлений допускается в том случае, если фундаменты в здании или сооружении имеют примерно одинаковую форму и различаются по площади не более чем на 50%, а также в случае, если здание или сооружение покоится на сплошном фундаменте.

Расчетное сопротивление основания при глубине заложения фундаментов, большей 2 *м* или меньшей 1,5 *м*, определяется путем умножения расчетного сопротивления, указанного в табл. 1.77—1.79, на коэффициент m, вычисляемый по формулам:

при $H > 2$ *м*

$$m = 1 + \frac{\gamma_0}{R}[k(H - 200) - h], \qquad (1.298)$$

при $H < 1{,}5$ *м*

$$m = 0{,}5 + 0{,}0033H, \qquad (1.299)$$

где H — глубииа заложеиия фуидамеита (в *см*), измеряемая при плаиировке срезкой — от плаиировочиой отметки; при плаиировке подсыпкой — от природного уровия грунта (при возрасте иасыпи 5 лет и более допускается измерять глубииу заложеиия H от отметки плаиировки иасыпи);

h — разность отметок (в *см*) природного уровия грунта и пола (при отсутствии подвала принимается $h = 0$);

γ_0 — средиее значеиие объемного веса грунта, залегающего выше подошвы фуидамеита (в *кг/см³*);

R — расчетное сопротивлеиие осиоваиия (в *кг/см²*), прииимаемое по табл. 1.77—1.79;

k — коэффициеит, прииимаемый для крупнообломочиых грунтов и песков — 2,5, супеси и суглииков — 2,0 и для глииы — 1,5.

Расчетные сопротивлеиия осиоваиий R, приведеииые в табл. 1.77—1.79, при расчете на дополиительиые сочетания иагрузок увеличиваются иа 20%.

Наибольшее давление иа грунт у края подошвы виецентренио иагруженного фундамеита (краевое иапряжеиие при трапецоидальной или треугольиой эпюре) при расчете иа основные, а также дополиительиые сочетаиия нагрузок ие должно быть более 1,2R, где R — расчетиое сопротивлеиие, приведеииое в табл. 1.77—1.79.

Таблица 1.77

Расчетные сопротнвлення R (в *кг/см²*) оснований из крупнообломочных грунтов

Наименование грунта	Расчетные сопротивлення грунта R (в *кг/см²*)
Щебеиистый (галечный) с песчаным заполнением пор . .	6,0
Дресвяный (гравийный) из обломков кристаллических пород	5,0
Дресвяиый (гравийный) из обломков осадочных пород	3,0

Таблица 1.78

Расчетные сопротивления R (в *кг/см²*) песчаных оснований

Наименование грунта	Расчетные сопротивления для грунтов: плотных	средней плотности
Пески гравелистые и крупные независимо от влажности . .	4,5	3,5
Пески средней крупности независимо от влажности	3,5	2,5
Пески мелкие:		
маловлажные . .	3,0	2,0
очень влажые и насыщеиные водой	2,5	1,5
Пески пылеватые:		
маловлажные . .	2,5	2,0
очень влажные .	2,0	1,5
насыщеиные водой	1,5	1,0

Таблица 1.79

Расчетные сопротивлення R (в *кг/см²*) основаннй из глинистых иемакропористых грунтов

Наименоваиве грунта	Коэффициент пористости ε	Состояние грунта: твердое	пластичное
Супесь	0,5	3,0	3,0
	0,7	2,5	2,0
Суглииок	0,5	3,0	2,5
	0,7	2,5	1,8
	1,0	2,0	1,0
Глииы	0,5	6,0	4,0
	0,6	5,0	3,0
	0,8	3,0	2,0
	1,1	2,5	1,0

Расчет фундамента по несущей способности (расчет на прочность)

Расчет фундаментов на прочность производится на действие расчетных нагрузок, т. е. с учетом коэффициентов перегрузки. Таким образом, для расчета фундамента на прочность необходимо вторично определять ординаты эпюры реактивного давления грунта, возникающего от действия не нормативных (как это было необходимо для расчета оснований), а расчетных нагрузок.

Общую высоту отдельных фундаментов, а также высоту консольных выступов во всех видах фундаментов следует назначать так, чтобы не требовалось поперечной арматуры (хомутов, отгибов).

Размеры ступеней в плане следует принимать кратными 200 *мм*, а высоту каждой ступени — кратную 100 *мм*.

Размеры подошвы фундамента следует принимать равными нечетному количеству дециметров.

Центрально нагруженные отдельные фундаменты

Расчет основания

Площадь основания центрально нагруженного отдельного фундамента $F_ф$ определяется по формуле

$$F_ф = \frac{N_1^н}{R - \gamma_{ср}^н H_1}, \qquad (1.300)$$

где $N_1^н$ — продольная сила (в *кг*) от нормативной нагрузки, передающаяся от стойки на фундамент;

R — расчетное сопротивление основания (в *кг/см²*), назначаемое по табл. 1.77—1.79 с учетом поправочных коэффициентов на размеры фундамента в плане, глубину заложения фундамента и дополнительные сочетания воздействий;

$\gamma_{ср}^н$ — средний нормативный объемный вес материала фундамента и засыпки грунта на обрезах фундамента ($\gamma_{ср}^н = 2000$ *кг/см³*);

H_1 — высота (в *см*) от уровня поверхности грунта до подошвы фундамента.

При пользовании формулой (1.300) высотой H_1 надо предварительно задаться (с учетом глубины промерзания, характера слагающих основание грунтов, уровня грунтовых вод, наличия подвалов, расположения оборудования, траншей для коммуникаций и т. д.).

После назначения размеров подошвы A и B и вычисления окончательно принятой площади основания $F_ф = AB$ давление на грунт от нормативных нагрузок $\sigma_0^н$ определяется по формуле

$$\sigma_0^н = \gamma_{ср}^н H_1 + \frac{N_1^н}{F_ф} \leqslant R. \qquad (1.301)$$

Расчет фундамента на прочность

Минимальная высота фундамента $H_ф$ (рис. 1.139) может быть определена из условного расчета на продавливание

$$H_ф = \frac{N_1}{2(b_с + h_с) R_{ср}}, \qquad (1.302)$$

где N_1 — продольная сила от расчетной нагрузки, передающаяся от стойки на фундамент;

b_c и h_c — размеры поперечного сечения колонны;

$R_{ср}$ — расчетное сопротивление бетона фундамента срезу.

Вычисленная по формуле (1.302) высота фундамента $H_ф$ округляется (в большую сторону) для соблюдения унифицированных размеров отдельных ступеней и фундамента в целом.

В случае применения фундаментов стаканного типа (рис. 1.132) под сборные колонны минимальная высота фундамента $H_ф$, кроме проверки по формуле (1.302), определяется также и конструктивными соображениями, поскольку эта высота не должна быть меньше наибольшего размера поперечного сечения колонны плюс подливка 5 *см*, плюс толщина нижней плиты 20—25 *см*.

Для уменьшения веса сборных фундаментов обычно целесообразно принимать минимальную высоту, определяемую по формуле (1.302) или по указанным выше конструктивным соображениям.

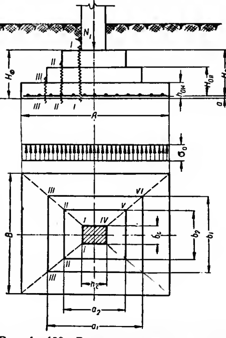


Рис. 1. 139. Расчетная схема центрально нагруженного ступенчатого фундамента.

В монолитных фундаментах, как правило, минимальная высота фундамента не будет являться оптимальной (по экономическим показателям).

Оптимальная высота монолитного фундамента $H_ф$ может определяться как большее значение из двух формул:

$$H = \varkappa (A - h_c), \qquad (1.303)$$

или

$$H = \varkappa (B - b_c), \qquad (1.304)$$

где A и B — стороны подошвы фундамента,

h_c и b_c — стороны сечения колонны;

$\varkappa$ — коэффициент, принимаемый по табл. 1.80 в зависимости от расчетного давления на грунт.

Расчетное давление на грунт σ_0 определяется по формуле

$$\sigma_0 = \frac{N_1}{F_ф}. \qquad (1.305)$$

Таблица 1.80

Значения коэффицнента ϰ

σ_0 (в *кг/см²*)	1,0	1,25	1,5	1,75	2,0	2,25	2,5	2,75	3,0	3,5
ϰ	0,31	0,34	0,36	0,37	0,38	0,39	0,40	0,41	0,42	0,43

Полезная высота $h_{0н}$ нижней ступени фундамента должна быть не меньше величин, определенных по формулам:

$$h_{0н} \geqslant \frac{\sigma_0 (B - b_1)}{2R_р}, \qquad (1.306)$$

или

$$h_{0н} \geqslant \frac{\sigma_0 (A - a_1)}{2R_р}. \qquad (1.307)$$

Сечение рабочей арматуры в каждом направлении определяется по формулам:

1. Арматура, параллельная сторонам A (на всю ширину B).

Для сечения I—I (по грани стойки)

$$F_а = \frac{M_{I-I}}{0{,}9mm_а R_а H_0}, \qquad (1.308)$$

где

$$M_{I-I} = \frac{1}{24} \sigma_0 (A - h_с)^2 (2B + b_с). \qquad (1.309)$$

Для сечения II—II

$$F_а = \frac{M_{II-II}}{0{,}9mm_а R_а H_{0II}}, \qquad (1.310)$$

где

$$M_{II-II} = \frac{1}{24} \sigma_0 (A - a_2)^2 (2B + b_2). \qquad (1.311)$$

Для сечения III—III

$$F_а = \frac{M_{III-III}}{0{,}9mm_а R_а h_{0н}}, \qquad (1.312)$$

где

$$M_{III-III} = \frac{1}{24} \sigma_0 (A - a_1)^2 (2B + b_1). \qquad (1.313)$$

Для подбора арматуры нижней сетки из величин $F_а$, вычисленных по формулам (1.308), (1.310) и (1.312), принимается наибольшая.

2. Арматура, параллельная сторонам B (на всю ширину A).

Для сечения I—IV

$$F_а = \frac{M_{I-IV}}{0{,}9mm_а R_а H_0}, \qquad (1.314)$$

где

$$M_{I-IV} = \frac{1}{24} \sigma_0 (B - b_с)^2 (2A + h_с). \qquad (1.315)$$

Для сечения II—V

$$F_а = \frac{M_{II-V}}{0{,}9mm_а R_а H_{0II}}, \qquad (1.316)$$

где

$$M_{II-V} = \frac{1}{24} \sigma_0 (B - b_2)^2 (2A + a_2). \qquad (1.317)$$

Для сечения III—VI

$$F_а = \frac{M_{III-VI}}{0{,}9mm_а R_а h_{0н}}, \qquad (1.318)$$

где

$$M_{III-VI} = \frac{1}{24} \sigma_0 (B - b_1)^2 (2A + a_1). \qquad (1.319)$$

Следует заметить, что полезные высоты H_0, H_{0II} и $h_{0н}$, входящие в формулы (1.314), (1.316) и (1.318), должны отличаться от соответствующих величин, входящих в формулы (1.308), (1.310) и (1.312) на величину диаметра стержней нижней сетки, поскольку полезная высота должна отсчитываться от центра тяжести арматуры соответствующего направления.

Из значений $F_а$, вычисленных по формулам (1.314), (1.316) и (1.318), для конструирования принимается наибольшее.

Внецентренно нагруженные отдельные фундаменты

Расчет основания

Площадь основания внецентренно нагруженного отдельного фундамента определяют, исходя из следующих условий:

1) среднее давление на грунт от нормативных нагрузок не должно превышать условного расчетного сопротивления грунта, т. е.

$$\sigma^{н}_{ср} \leqslant R; \qquad (1.320)$$

2) наибольшее краевое давление не должно превышать $1,2R$, т. е.

$$\sigma^{н}_{max} \leqslant 1,2R; \qquad (1.321)$$

3) общий характер эпюры давления на грунт должен удовлетворять определенным требованиям, указанным ниже.

При расчете внецентренно нагруженных фундаментов могут быть допущены как трапецевидная, так и треугольная эпюры давления на грунт (рис. 1.140). При этом при расчете как на основные, так и на дополнительные сочетания воздействий рекомендуется соблюдать следующие условия:

Рис. 1. 140. Эпюры давлений на грунт в зависимости от эксцентриситета приложения продольной силы:

а—трапецевидная эпюра давления, *б*—треугольная эпюра давления при полном касании подошвы фундамента с грунтом; *в* — треугольная эпюра давления при неполном касании подошвы фундамента с грунтом.

а) для фундаментов колонн, несущих крановые нагрузки, кроме случаев, указанных в п. б), можно допускать треугольную эпюру при полном касании подошвы фундамента с грунтом (рис. 1.140, б);

б) для фундаментов колонн, несущих нагрузку от кранов грузоподъемностью 75 *т* и выше, в зданиях, а также для фундаментов колонн открытых эстакад, несущих нагрузку от кранов грузоподъемностью свыше 15 *т*, при наличии грунта с расчетным сопротивлением $R < 1,75$ *кг/см²* следует обеспечивать трапецевидную эпюру давлений с отношением ординат



$$\frac{\sigma^{н}_{min}}{\sigma^{н}_{max}} \geqslant 0,25; \qquad (1.322)$$

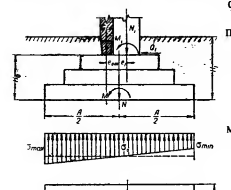
в) для фундаментов колонн, не несущих крановые нагрузки при расчете с учетом действия ветра, может быть допущена треугольная эпюра давлений при неполном касании подошвы фундамента с грунтом

(рис. 1.140, *в*); при этом должно быть выдержано соотношенне

$$\frac{A'}{A} \geqslant 0{,}75; \qquad (1.323)$$

г) прн расчете с учетом особых сочетанній нагрузок неполное касанне подошвы фундамента при соблюденнн условня (1.323) допускается во всех случаях.

Вычисленне ордннат эпюры давлення на грунт от нормативных нагрузок (в случае полного касания подошвы) может прoнзводнться по формулам:



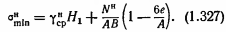
при любой форме фундамента в плане:

$$\sigma^{н}_{max} = \gamma^{н}_{ср} H_1 + \frac{N^{н}}{F} + \frac{M^{н}}{W}, \qquad (1.324)$$

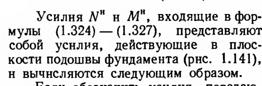
$$\sigma^{н}_{min} = \gamma^{н}_{ср} H_1 + \frac{N^{н}}{F} - \frac{M^{н}}{W}; \qquad (1.325)$$

при прямоугольной форме фундамента в плане:

$$\sigma^{н}_{max} = \gamma^{н}_{ср} H_1 + \frac{N^{н}}{AB}\left(1 + \frac{6e}{A}\right), \qquad (1.326)$$



$$\sigma^{н}_{min} = \gamma^{н}_{ср} H_1 + \frac{N^{н}}{AB}\left(1 - \frac{6e}{A}\right). \qquad (1.327)$$



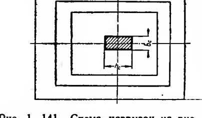


Рис. 1. 141. Схема нагрузок на внецентренно нагруженный фундамент.

Усилня $N^{н}$ н $M^{н}$, входящие в формулы (1.324) — (1.327), представляют собой уснлия, действующие в плоскости подошвы фундамента (рнс. 1.141), н вычнсляются следующим образом.

Если обозначнть усилня, передающнеся от стойкн на фундамент через N_1, M_1 и Q_1 (рнс. 1.141), то ннтересующне нас уснлня N н M в плоскостн подошвы фундамента будут равны:

$$N = N_1 + G_{ст}, \qquad (1.328)$$

$$M = M_1 + Q_1 H_{ф} + G_{ст} e_{ст} - N_1 e_1. \qquad (1.329)$$

Эксцентрнснтет продольной снлы в плоскостн подошвы равен

$$e = \frac{M}{N}. \qquad (1.330)$$

Прн отсутствии сдвнжки колонны относительно подошвы прннимаем $e_1 = 0$. При отсутствнн нагрузкн от стены принимаем $G_{ст} = 0$.

Направленне уснлий M_1, Q_1 н N_1 прннимается в соответствии со знаками усилий, полученнымн в расчете надземной конструкцни.

В завнснмостн от того, определяются лн размеры основания или пронзводнтся проверка тела фундамента на прочность, вычисляются усилня $N^{н}$ н $M^{н}$ от нормативных нагрузок или уснлня N н M от расчетных нагрузок.

В случае неполного касання подошвы (рнс. 1.140, *в*) прн прямоугольной форме фундамента в плане велнчнна наибольшего краевого давлення вычнсляется по формуле

$$\sigma^{н}_{max} = \gamma^{н}_{ср} H_1 + \frac{2N^{н}}{3B\left(\frac{A}{2} - e\right)}. \qquad (1.331)$$

При этом

$$A' = 3\left(\frac{A}{2} - e\right), \tag{1.332}$$

$$e = \frac{M^{н}}{N^{н} + AB\gamma_{ср}^{н}H_1}. \tag{1.333}$$

Неполное касание имеет место при выходе равнодействующей за пределы ядра сечения, т. е. при $e > \frac{A}{6}$.

Фундаменты следует, как правило, проектировать симметричными относительно оси колонн.

Смещение оси фундамента относительно оси колонны может быть допущено при стесненных подземных габаритах (примыкание фундаментов соседних сооружений, фундаментов под оборудование, подземных коммуникаций и т. п.), а также для более равномерной передачи давления на грунт.

Размеры подошвы определяются по наиболее невыгодным комбинациям $M^{н}$ и $N^{н}$.

Обычно в практике проектирования размерами подошвы A и B задаются, после чего определяют по формулам (1.326) и (1.327) для разных комбинаций нагрузок ординаты эпюры давления на грунт и устанавливают наличие неравенства

$$\sigma_{ср}^{н} \leqslant R; \quad \sigma_{max}^{н} \leqslant 1{,}2\ R,$$

а также соответствие общего характера полученной эпюры указанным выше требованиям.

Для предварительного установления размеров подошвы фундамента A и B можно использовать следующий прием:

1) определяем площадь подошвы $F_{ф}$ для центрально нагруженного фундамента по формуле (1.300);

2) определяем площадь подошвы $F_{ф}$ по формуле

$$F_{ф} = \frac{2N^{н}}{1{,}2R}. \tag{1.334}$$

При этом длина подошвы A назначается по формуле

$$A \geqslant 6e_{max},$$

где e_{max} — наибольший из эксцентриситетов для всех комбинаций нагрузок (при определении e_{max} для упрощения можно не учитывать собственный вес фундамента и грунта на обрезах либо учесть указанную нагрузку в размере $G_{ф}^{н} = 0{,}1N^{н}$).

3) Принимается большее из значений $F_{ф}$, вычисленных по формулам (1.300) и (1.334).

После установления размеров A и B, отвечающих унифицированным, производится окончательное вычисление напряжений по формулам (1.326) и (1.327) и проверка соблюдения условий (1.322) и (1.323).

Расчет фундамента на прочность

Минимальная высота фундамента $H_{ф}$ может определяться по формуле (1.302).

Оптимальная высота монолитного фундамента может определяться по формуле (1.303). При этом коэффициент $\varkappa$ определяется по табл. 1.80

по значению σ_0, которое вычисляется по формуле

$$\sigma_0 = \eta \frac{N_1}{F_ф}. \tag{1.335}$$

Коэффициент η определяется по табл. 1.81 в зависимости от отношения $\theta = \frac{h_c}{A}$ высоты поперечного сечения колонны h_c к стороне основания фундамента A и от отношения $\beta = \frac{e}{A}$ эксцентриситета e к стороне основания фундамента A. Как уже было указано выше, величина N_1 представляет собой продольную силу от расчетной нагрузки, передающейся от стойки на фундамент.

Таблица 1.81

Значения коэффициентов η

$\theta = \frac{h_c}{A}$ \ $\beta = \frac{e}{A}$	0	0,025	0,05	0,075	0,100	0,125	0,150	0,167	0,200	0,250	0,300
0,150	1,0	1,09	1,17	1,26	1,35	1,43	1,52	1,57	1,75	2,01	2,37
0,175	1,0	1,09	1,18	1,26	1,35	1,44	1,53	1,59	1,76	2,03	2,38
0,200	1,0	1,09	1,18	1,27	1,36	1,45	1,54	1,60	1,77	2,04	2,41
0,225	1,0	1,09	1,18	1,28	1,37	1,46	1,55	1,61	1,79	2,05	2,43
0,250	1,0	1,09	1,19	1,28	1,38	1,47	1,56	1,63	1,80	2,08	2,45
0,275	1,0	1,10	1,19	1,29	1,38	1,48	1,59	1,64	1,81	2,10	2,47
0,300	1,0	1,10	1,20	1,29	1,39	1,49	1,59	1,65	1,82	2,11	2,50
0,325	1,0	1,10	1,20	1,30	1,40	1,50	1,60	1,66	1,83	2,13	2,52
0,350	1,0	1,10	1,21	1,31	1,41	1,51	1,61	1,68	1,85	2,15	2,55

Полезная высота нижней ступени должна быть не меньше величины, определяемой по формуле (рис. 1.142)

$$h_{0н} \geqslant \frac{(\sigma_{max} + \sigma_{III})(A - a_1)}{4R_р}. \tag{1.336}$$

Вычисление ординат эпюры давления на грунт от расчетных нагрузок (в случае полного касания подошвы) производится по формулам:

а) при любой форме фундамента в плане

$$\sigma_{max} = \frac{N}{F} + \frac{M}{W}, \tag{1.337}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{F} - \frac{M}{W}; \tag{1.338}$$

б) при прямоугольной форме фундамента в плане

$$\sigma_{max} = \frac{N}{AB}\left(1 + \frac{6e}{A}\right), \tag{1.339}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{AB}\left(1 - \frac{6e}{A}\right). \tag{1.340}$$

Величины N и M определяются по формулам (1.328) и (1.329), а эксцентриситет e — по формуле (1.330).

В случае неполного касания подошвы (рис. 1.140, *в*) при прямоугольной форме фундамента в плане наибольшее краевое давление от расчетных нагрузок определяется по формуле

$$\sigma_{max} = \frac{2N}{3B\left(\frac{A}{2} - e\right)}. \quad (1.341)$$

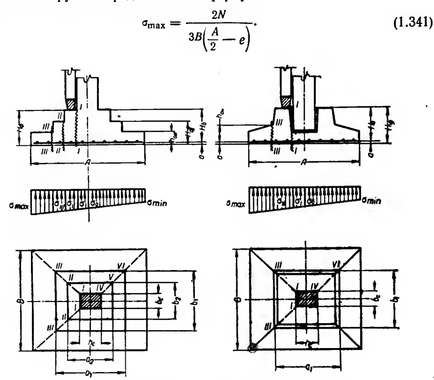


Рис. 1. 142. Расчетные схемы внецентренно нагруженных фундаментов: *а* — монолитный фундамент; *б* — сборный под сборную колонну.

При этом

$$A' = 3\left(\frac{A}{2} - e\right),$$

$$e = \frac{M}{N}.$$

Сечение рабочей арматуры в каждом направлении определяется по формулам (рис. 1.142).

1. Арматура, параллельная сторонам A (на всю ширину B).

Для сечения $I-I$ (по грани стойки).

Площадь арматуры F_a определяется по формуле (1.308), причем момент M_{I-I} определяется из выражения

$$M_{I-I} = \frac{1}{24} \cdot \frac{\sigma_{max} + \sigma_I}{2} (A - h_c)^2 (2B + b_c) - G_{ст} e_{ст}. \quad (1.342)$$

В случае, если нагрузка от стены отсутствует или на фундамент не передается, член $G_{ст} e_{ст}$ принимается равным нулю.

Для сечения $II—II$.

Площадь арматуры F_a определяется по формуле (1.310), причем момент M_{II-II} определяется из выражения

$$M_{II-II} = \frac{1}{24}\frac{\sigma_{max} + \sigma_{II}}{2}(A - a_2)^2(2B + b_2). \qquad (1.343)$$

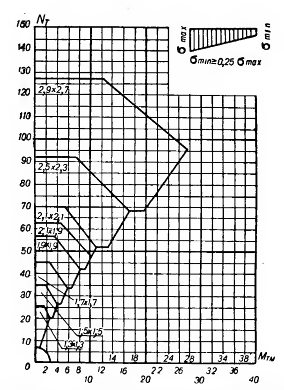


Рис. 1. 143. График для определения размеров подошвы фундамента. Грунты крупнообломочные и песчаные. $R = 1{,}5$ кг/см².

Для сечения $III—III$.

Площадь арматуры F_a определяется по формуле (1.312), причем момент $M_{III-III}$ определяется из выражения

$$M_{III-III} = \frac{1}{24}\frac{\sigma_{max} + \sigma_{III}}{2}(A - a_1)^2(2B + b_1). \qquad (1.344)$$

Для подбора арматуры нижней сетки из величин F_a, вычисленных по формулам (1.308), (1.310) и (1.312), принимается наибольшая.

2. Арматура, параллельная сторонам B (на всю ширину A).

Необходимая площадь поперечного сечения арматуры для сечений $I—IV$ $II—V$ и $III—VI$ определяется по формулам (1.314) — (1.319). В качестве величины σ_0 принимается среднее давление на грунт.

Подбор необходимой площади основания центрально и внецентренно нагруженных фундаментов удобно производить с помощью графиков* (рис. 1.143—1.146) и табл. 1.82.

На графиках даны необходимые размеры подошвы фундаментов в зависимости от расчетного сопротивления основания на уровне подошвы фундамента R и наиболее выгодной комбинации нормативных усилий M и N. Графики составлены для двух величин условного расчетного

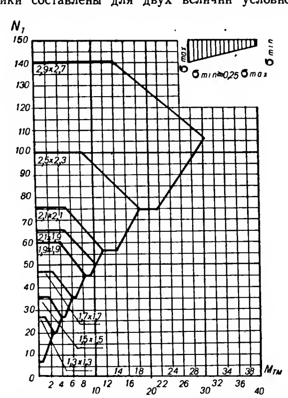


Рис. 1. 144. График для определения размеров подошвы фундамента. Грунты — пылеватые пески и глинистые. $R = 1,5$ *кг/см²*.

сопротивления основания $R = 1,5$ *кг/см²* (рис. 1.143 и 1.144) и $R = 2,5$ *кг/см²* (рис. 1.145 и 1.146). Для грунтов с расчетным сопротивлением основания, отличающимся от приведенных в графиках, расчет фундаментов ведется по тем же графикам путем введения для внутренних усилий коэффициента

$$\psi = \frac{R}{[R]},$$

где R — условное расчетное сопротивление основания, принятое в графике,

$[R]$ — расчетное сопротивление основания данного грунта на глубине заложения подошвы фундамента.

---

* Разработаны киевским отделением ГПИ Промстройпроект.

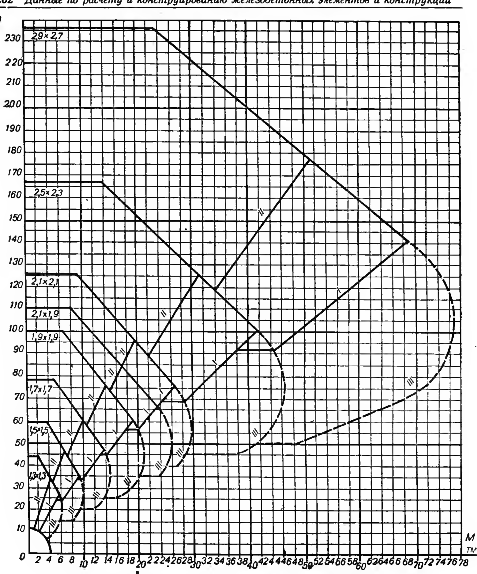


Рис. 1. 145. График для определения размеров подошвы фундамента. Грунты крупнообломочные и песчаные. $R = 2,5$ *кг/см²*.

При расчетном сопротивлении основания $[R] < 1,75$ *кг/см²* эпюра давления под подошвой фундамента принята трапецевидной формы с отношением $\frac{\sigma_{min}}{\sigma_{max}} \geqslant 0,25$.

При расчетном сопротивлении основания $[R] > 1,75$ *кг/см²* предельная форма эпюры давления зависит от величины нагрузки и характера сооружения. Поэтому при пользовании графиками на рис. 1.145 и 1.146 необходимо предварительно определить по табл. 1.82 линию на графике, относящуюся к рассматриваемому сооружению.

Рекомендуется следующая последовательность определения размеров подошвы фундамента:

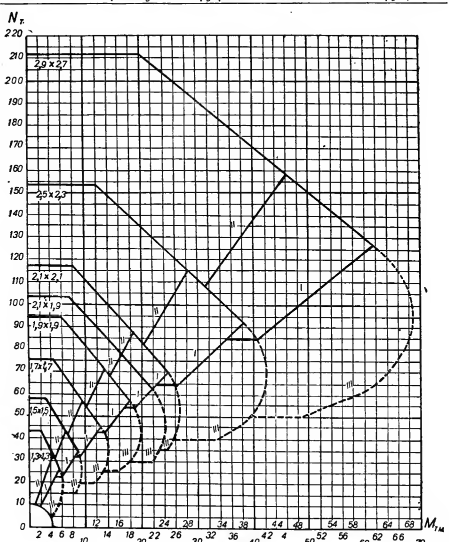


Рис. 1. 146. График для определения размеров подошвы фундамента.
Грунты — пылеватые пески и глинистые. $R = 2{,}5$ *кг/см²*.

а) определить расчетное сопротивление основания для заданной глубины заложения фундамента;

б) вычислить нормативные значения усилий M и N на уровне подошвы фундамента с учетом коэффициента ψ;

в) для случая $[R] > 1{,}75$ установить предельную форму эпюры давления под фундаментом (табл. 1.82) и определить линию на графиках (рис. 1.145 и 1.146), относящуюся к рассматриваемому случаю;

г) на графике по оси абсцисс отложить усилие M, а по оси ординат — усилие N и найти точку пересечения координат. Искомые размеры фундамента читают на ближайшей объемлющей линии графика (они выписаны в последовательности $A \times B$) с учетом данных табл. 1.82 в части выбранного типа эпюры давления.

Графиками учтено увеличение условного расчетного сопротивления основания в зависимости от номенклатуры грунтов, размеров фундаментов и увеличение краевых расчетных сопротивлений основания на 20% при расчете внецентренно нагруженных фундаментов.

Таблица 1.82

Данные к пользованию графиками (рис. 1.145—1.146) для расчета фундаментов

Характеристика сооружения	Предельная форма эпюры давления под подошвой фундамента	Контуры зон, соответствующих данным характеристикам сооружения
Цехи, оборудованные кранами $Q \geqslant 75$ *т*, и открытые эстакады с кранами $Q \geqslant 15$ *т*	σ_{max}, σ_{min}; $\sigma_{min} \geqslant 0{,}25\,\sigma_{max}$	N, II, M
Цехи, оборудованные кранами $Q < 75$ *т*	σ_{max}	N, I, M
Бескрановые цехи с учетом ветровой нагрузки	σ_{max}, σ_{min}; $A_1 \geqslant 0{,}75\,A$; A	N, III, M

Ленточные и плитные фундаменты

Расчет ленточных и плитных фундаментов рекомендуется производить, рассматривая основание как упругое полупространство.

Железобетонные ленточные фундаменты под отдельные стойки проектируются в виде балки таврового сечения с постоянной или переменной толщиной полки (рис. 1.147).

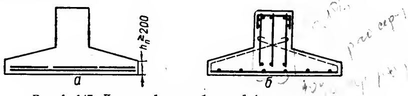


Рис. 1. 147. Ленточный железобетонный фундамент:
а — плита армирована узкими сварными сетками; *б* — ребра армированы сварными каркасами.

Толщина полки у наружного края должна приниматься не менее 200 *мм*.

Нижнюю продольную рабочую арматуру ленточного фундамента рекомендуется укладывать в пределах всей его ширины. При этом сечение арматуры, располагаемой в пределах ширины ребра, должно составлять 60—70% от общего сечения арматуры, требуемой по расчету.

Сечение верхней и нижней арматуры должно приниматься не менее величин, приведенных в табл. 1.57. Указанные в табл. 1.57 проценты

армирования должны приниматься по отношению к поперечному сечению ребра (без свесов полки).

Для армирования ленточных фундаментов следует применять сварные сетки и каркасы.

В расчетное сечение продольной арматуры следует включать как арматуру ребра, так и продольную арматуру сеток.

При возможности получения сварных сеток, ширина которых равна ширине плиты (полки), рекомендуется армировать плиту сварными сетками с рабочей арматурой, расположенной в двух направлениях, используя поперечную арматуру сетки в качестве рабочей арматуры полок при работе их как консолей, а продольную арматуру сетки — в качестве продольной арматуры ленточного фундамента (добавляемой к арматуре каркасов ребер).

При отсутствии широких сеток рекомендуется армировать плиту сетками с рабочей арматурой одного направления, укладывая сетки в двух плоскостях. При этом в одной плоскости находятся сетки с рабочей арматурой, расположенной поперек ребра (для работы полок как консолей), а во второй плоскости — сетки с рабочей арматурой, расположенной вдоль ленточного фундамента. Сетки в каждой плоскости укладываются рядом друг с другом без нахлестки (рис. 1.147,*а*).

В направлении рабочей арматуры, расположенной вдоль ребра, должны устраиваться стыки рабочей арматуры сеток.

Стыки рекомендуется осуществлять внахлестку в соответствии с данными табл. 1.59.

Стыки всех сеток могут устраиваться в одном поперечном сечении ленточного фундамента, если общая площадь всех рабочих стержней сеток не превышает 50% от сечения продольной арматуры ленточного фундамента.

Сварные каркасы, применяемые для армирования ленточных фундаментов, должны быть объединены в пространственные каркасы путем приварки поперечных стержней.

В ребрах ленточных фундаментов (в верхней части) следует на всем протяжении их предусматривать укладку корытообразно согнутых или горизонтальных сеток с крюками на поперечных стержнях (рис. 1.147, *б*).

В случаях, когда поперечные стержни, привариваемые для образования пространственных каркасов, устанавливаются на расстояниях не более 20 диаметров продольных стержней каркасов, дополнительные корытообразно согнутые сетки или сетки с крюками могут не укладываться.

При армировании ребер ленточных фундаментов отдельными стержнями диаметр хомутов должен приниматься не менее 8 *мм*.

Хомуты должны быть замкнутыми. Количество срезов хомутов должно быть не менее двух при ширине ребра до 35 *см*, не менее четырех при ширине ребра 35—80 *см* и не менее шести при ширине ребра более 80 *см*. Расстояние между хомутами должно быть при наличии учитываемой в расчете сжатой арматуры в ребре не более 15 диаметров продольной арматуры.

При армировании ребер ленточных фундаментов сварными каркасами количество плоских каркасов должно быть не менее двух при ширине ребра до 40 *см*, не менее трех при ширине ребра от 40 до 80 *см* и не менее четырех при ширине ребра более 80 *см*. Расстояние между хомутами (поперечными стержнями) должно быть не более 20 диаметров продольной верхней арматуры.

При возможности работы свесов полок фундамента на усилия, возникающие от давления на них засыпки, следует предусматривать армирование свесов полок поверху (рис. 1.147, *б*).

В мощных ленточных фундаментах рекомендуется с целью увеличения возможности использования крупных инертных при бетонировании, принимать расстояния между стержнями в ребре не менее 10 *см*.

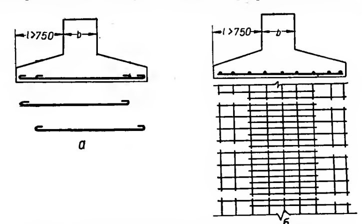


Рис. 1. 148. Армирование плиты ленточного фундамента при вылете свесов полок более 750 *мм*:
а — отдельными стержнями; *б* — сварными сетками.

При вылете полок фундамента более 750 *мм* половину рабочей арматуры полок можно обрывать на расстоянии $0{,}5l$—$20d$ от края полок (рис. 1.148), где l—вылет полок, d — диаметр рабочей арматуры полок.

Сплошные плитные фундаменты следует, как правило, армировать сварными сетками. Сетки рекомендуется принимать с рабочей арматурой одного направления и укладывать друг над другом не более чем в четырех плоскостях.

Сетки в каждой плоскости должны укладываться без нахлестки в нерабочем направлении таким образом, чтобы в соседних плоскостях рабочая арматура сеток проходила в перпендикулярном направлении.

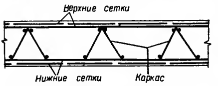


Рис. 1. 149. Армирование сплошных фундаментов.

Стыки рабочих стержней сеток рекомендуется устраивать внахлестку без сварки.

Общая площадь рабочей арматуры стыкуемых сеток в одном сечении должна быть не более 50% от общей площади рабочей арматуры сеток данного направления.

Сетки, расположенные по верху фундамента, должны укладываться на подставки в виде сварных каркасов, устанавливаемых вертикально или под углом друг к другу (рис. 1.149).

Сплошные плитные фундаменты, требующие по расчету большого насыщения арматурой и поперечного армирования, рекомендуется армировать пространственными блоками, составленными из плоских сварных каркасов. Блоки соединяются друг с другом сварными сетками или отдельными стержнями, укладываемыми по низу и по верху фундамента.

Толщина защитного слоя должна приниматься в соответствии с указаниями, приведенными на стр. 157, и указываться на чертежах.

Теория и таблицы для расчета леиточиых и плитных фундаментов см.:

М. И. Горбунов-Посадов, Таблицы для расчета железобетоиных ленточиых фуидаментов, Госстройиздат 1946.

Б. Н. Жемочкин и А. П. Сииицыи, Практические методы расчета фуидамент иых балок и плит иа упругом осиовании без гипотезы Вииклера, Стройиздат, 1947.

М. И Горбуиов-Посадов, Балки и плиты иа упругом осиоваиии, Машстройиздат, 1949.

Я. Б. Львии, Расчет балок иа упругом полупростраистве и полуплоскости методом сил, «Исследования по теории сооружеиий», Сборник статей, выпуск V, Государствеиное издательство литературы по строительству и архитектуре. 1951

В. И. Кузиецов, Упругое основаиие, Государствениое издательство литературы по строительству и архитектуре, 1952.

М. И. Горбунов-Посадов, Расчет коиструкций на упругом основаиии, Государствеииое издательство литературы по строительству и архитектуре, 1953.

Б. Г. Коренев, Вопросы расчета балок и плит иа упругом основании, Государствеииое издательство литературы по строительству и архитектуре, 1954.

РАЗДЕЛ II

ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА И КОНСТРУИРОВАНИЯ

ОБЩИЕ ЗАМЕЧАНИЯ

В разделе приводятся подробные примеры расчета и конструирования сборных и монолитных железобетонных конструкций.

Тематика примеров при относительно небольшом их количестве подобрана таким образом, чтобы возможно полнее осветить специфику проектирования обширного класса современных сборных и монолитных железобетонных конструкций, применяемых в промышленном и гражданском строительстве. Наибольшее внимание уделено при этом сборным конструкциям.

Учитывая непрерывное совершенствование конструкций, приведенные примеры не должны рассматриваться как наиболее удачные конструктивные решения. Примеры имеют целью изложение рекомендуемой методики и техники расчета и конструирования различных типов конструкций. Кроме того, примеры должны способствовать систематизации и уменьшению трудоемкости расчетов, а также овладению особенностями проектирования сборных железобетонных конструкций.

В помещенных примерах рассматривается проектирование сборных конструкций покрытий промышленных зданий (крупнопанельный ребристый настил, двускатная балка таврового сечения и шпренгельная ферма), сборных и монолитных конструкций междуэтажных перекрытий промышленных и гражданских зданий (многопустотная и ребристая панели, балки таврового и трапецевидного сечений, монолитные конструкции ребристых перекрытий с балочными плитами и плитами, опертыми по контуру), подкрановых балок (сборная и монолитная неразрезная балка) и сборных поперечников одноэтажных промышленных зданий (многопролетный и однопролетный поперечники).

I. СБОРНЫЙ КРУПНОПАНЕЛЬНЫЙ НАСТИЛ ДЛЯ ПОКРЫТИЯ ПРОИЗВОДСТВЕННОГО ЗДАНИЯ

ДАННЫЕ ДЛЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

Требуется рассчитать и законструировать сборный крупнопанельный настил для бесчердачного утепленного производственного здания. Деталь водотеплоизоляционного ковра показана на рис. 2.1. Вес снегового покрова $p^{н} = 70$ *кг/м²* (нормативная нагрузка).

Настилы изготавливаются из бетона марки 200.

Плита настила армируется сварной сеткой. Продольные и поперечные ребра армируются плоскими сварными каркасами. Сварные сетки

и каркасы выполняются из холоднотянутой проволоки, из круглой стали марки Ст. 3 и из горячекатаной стали периодического профиля марки Ст. 5.

Изготовление настилов предполагается заводское при систематической проверке их прочности и жесткости, а также прочности бетона и арматуры.

Общий коэффициент условий работы настила $m = 1{,}1$.

Расчетные сопротивления материалов и коэффициенты условий работы арматуры:

Рубероидный ковер
Асфальтовая стяжка 15 мм
Фибробитуминозные плиты 60 мм
Пароизоляция
Железобетонная плита 30 мм

Рис. 2.1. Деталь водотеплоизоляционного ковра.

для бетона марки 200 . . . . $R_и = 100$ *кг/см²*, $R_р = 6{,}4$ *кг/см²*;
для холоднотянутой проволоки $R_а = 4500$ *кг/см²* $m_а = 0{,}65$, $m_н = 0{,}7$;
для Ст. 3 . . . . $R_а = 2100$ *кг/см²*, $m_а = 1{,}0$, $m_н = 0{,}8$;
для Ст. 5 . . . . $R_а = 2400$ *кг/см²*, $m_а = 1{,}0$, $m_н = 0{,}8$.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАГРУЗОК

Постоянная нагрузка на настил складывается из веса водотеплоизоляционного ковра и собственного веса настила.

Временная нагрузка на настил состоит из снеговой нагрузки или при отсутствии снеговой нагрузки из сосредоточенного груза 100 *кг* (вес рабочего с инструментом), прикладываемого в любой точке настила.

Коэффициенты перегрузки приняты:

для собственного веса конструкций . —$n = 1{,}1$
» веса термоизоляционных плит . —$n = 1{,}2$
» сосредоточенного груза . . . . —$n = 1{,}2$
» снеговой нагрузки . . . . —$n = 1{,}4$

Таблица 2.1

Нагрузка на 1 *м²* настила от изоляционного ковра

Наименование элементов	Нормативная нагрузка (в *кг/м²*)	Коэффициент перегрузки n	Расчетная нагрузка (в *кг/м²*)
Рубероидный ковер	10	1,1	11
Асфальтовая стяжка ($\gamma = 1800$ *кг/м³*) — 15 *мм*	27	1,1	30
Утеплитель — фибробитуминозные плиты ($\gamma = 380$ *кг/м³*) — 60 *мм*	23	1,2	28
Пароизоляция	5	1,1	6
Итого	65		75

Снеговая нагрузка на 1 *м²* настила

Учитывая возможность наличия сложного профиля покрытия с продольными фонарями, принимаем величину коэффициента $c = 1{,}4$.

Нормативная снеговая нагрузка

$$p_c^н = p^н \times c = 70 \times 1{,}4 = 98 \text{ кг/м}^2.$$

Расчетная снеговая нагрузка

$$p_c = p_c^н \cdot n = 98 \times 1{,}4 = 137 \text{ кг/м}^2.$$

Расчетная сосредоточенная нагрузка от веса рабочего с инструментом

$$P = 100 \times 1{,}2 = 120 \text{ кг}.$$

РАСЧЕТ НАСТИЛА ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

Расчету подлежат следующие конструктивные элементы крупнопанельного настила: плита, поперечные и продольные ребра.

Плита

Плита настила представляет собой однорядную многопролетную плиту, опертую по контуру.

Поля плиты опираются по контуру на монолитно связанные с ними продольные и поперечные ребра. Плита армируется плоской сварной сеткой с одинаковой в обоих направлениях арматурой, укладываемой посредине толщины плиты.

Такая схема армирования создает одинаковую несущую способность по изгибающим моментам для пролетных и опорных сечений по контурам полей плиты.

Пролеты полей плиты в свету (рис. 2.5):

$$l_1 = 1{,}27\ м, \quad l_2 = 1{,}38\ м.$$

Расчетная постоянная нагрузка на 1 $м^2$ плиты (вес водотеплоизоляционного ковра плюс собственный вес плиты настила)

$$q = 75 + 0{,}03 \times 2500 \times 1{,}1 = 158{,}0\ кг/м^2.$$

Определение изгибающих моментов в защемленных по всему контуру полях плиты производим с учетом перераспределения усилий вследствие пластических деформаций.

Действие равномерно распределенной нагрузки

$$\frac{(q+p)\,l_1^2}{12} = \frac{l_2\left(2M_1 + M_{\rm I} + M'_{\rm I}\right) + l_1\left(2M_2 + M_{\rm II} + M'_{\rm II}\right)}{3l_2 - l_1}.$$

В нашем случае при $M_1 = M_{\rm I} = M'_{\rm I} = M_2 = M_{\rm II} = M'_{\rm II} = M$ получим

$$M = \frac{(q+p)\,l_1^2\,(3l_2 - l_1)}{48\,(l_1 + l_2)}.$$

Действие сосредоточенной нагрузки в центре поля плиты (ввиду малой разницы в пролетах плиты считаем плиту квадратной)

$$M = \frac{P}{16}.$$

Расчетный изгибающий момент в плите при действии постоянной и снеговой нагрузок

$$M = \frac{(158 + 137) \times 1{,}27^2\,(3 \times 1{,}38 - 1{,}27)}{48\,(1{,}38 + 1{,}27)} = (158 + 137)\,0{,}0365 = 10{,}8\ кгм.$$

Расчетный изгибающий момент в плите при действии постоянной равномерной нагрузки и сосредоточенной нагрузки от веса рабочего с инструментом

$$M = 158 \times 0{,}0365 + \frac{120}{16} = 5{,}8 + 7{,}5 = 13{,}3\ кгм.$$

Таким образом, расчетной является вторая комбинация нагрузок.

Плита армируется холоднотянутой проволокой. Полезную толщину плиты принимаем равной $h_0 = \frac{h}{2} - \frac{0{,}3}{2} = \frac{3{,}0}{2} - \frac{0{,}3}{2} = 1{,}3\ см.$

Расчет арматуры производим по табл. 1.34

$$A_0 = \frac{M}{mbh_0^2R_и} = \frac{1330}{1,1 \times 100 \times 1,3^2 \times 100} = 0,07,$$

при $A_0 = 0,07$ находим $\gamma_0 = 0,964$.

Площадь сечения арматуры

$$F_a = \frac{M}{m\gamma_0 h_0 m_a R_a} = \frac{1330}{1,1 \cdot 0,964 \cdot 1,3 \cdot 0,65 \cdot 4500} = 0,33 \text{ см}^2.$$

Процент армирования $\mu\% = \frac{0,33}{100 \cdot 1,3}100 = 0,25\% > \mu\%_{min} = 0,1\%$.

Принимаем сварную сетку из проволоки $d = 3$ *мм* с размером ячейки $u = v = 200$ *мм*, что дает в каждом направлении $F_a = 0,35$ *см²*. Армирование плиты настила показано на рис. 2.5.

Поперечные ребра

Армирование крайних и средних поперечных ребер принимаем одинаковым, поэтому расчет производим только для более нагруженного среднего поперечного ребра.

При действии на настил сплошной равномерно распределенной нагрузки поперечное ребро рассматривается как свободно лежащая балка, так как при одновременном и одинаковом изгибе всех поперечных ребер настила монолитно связанные с ними продольные ребра повернутся, не оказывая сопротивления (замоноличивание швов не учитывается).

При действии на поперечное ребро местного сосредоточенного груза от веса рабочего с инструментом смежные с рассматриваемым поперечные ребра непосредственно не несут такой нагрузки и поэтому совместно с продольными ребрами будуть создавать некоторое защемление для нагруженного поперечного ребра. Учитывая это обстоятельство, определение изгибающего момента в середине пролета поперечного ребра от местной сосредоточенной нагрузки приближенно производится по формуле

$$M = \frac{Pl}{5}.$$

Расчетные усилия в ребре при действии постоянной и снеговой нагрузок

Расчетная схема и схема нагрузки показаны на рис. 2.2, *а*. Величина расчетного пролета принята равной расстоянию между осями продольных ребер.

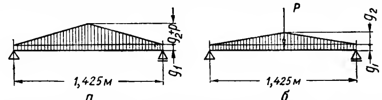


Рис. 2.2. Расчетная схема поперечного ребра и схемы нагрузок при действии: *а* — постоянной и снеговой нагрузки, *б* — постоянной и сосредоточенной нагрузки.

Расчетная постоянная нагрузка на ребро:

равномерно распределенная нагрузка от собственного веса ребра

$$g_1 = \frac{(0,04 + 0,00)}{2} \times 0,11 \times 2500 \times 1,1 = 20 \text{ кг/пог. м};$$

треугольная нагрузка от плиты

$$g_2 = 158 \times 1{,}425 = 225 \text{ кг/пог. м.}$$

Расчетная снеговая нагрузка на ребро

$$p = 137 \times 1{,}425 = 195 \text{ кг/пог. м.}$$

Расчетный изгибающий момент в пролете

$$M = \frac{g_1 l^2}{8} + \frac{(g_2 + p)\, l^2}{12} = \frac{20 \cdot 1{,}425^2}{8} + \frac{(225 + 195) \cdot 1{,}425^2}{12} =$$
$$= 5{,}1 + 38{,}1 + 33{,}0 = 76{,}2 \text{ кгм.}$$

Расчетная перерезывающая сила на опоре

$$Q = \frac{g_1 l}{2} + \frac{g_2 l}{4} + \frac{pl}{4} = \frac{20 \cdot 1{,}425}{2} + \frac{225 \cdot 1{,}425}{4} + \frac{115 \cdot 1{,}425}{4} =$$
$$= 14{,}3 + 80{,}0 + 69{,}5 = 163{,}8 \text{ кг.}$$

Расчетные усилия в ребре при действии постоянной и сосредоточенной нагрузок от веса рабочего с инструментом (рис. 2.2, *б*)

Расчетный изгибающий момент в пролете

$$M = \frac{g_1 l^2}{8} + \frac{g_2 l^2}{12} + \frac{Pl}{5} = 5{,}1 + 38{,}1 + \frac{120 \cdot 1{,}425}{5} = 77{,}4 \text{ кгм.}$$

Расчетная перерезывающая сила на опоре, при расположении сосредоточенного груза у опоры

$$Q = \frac{g_1 l}{2} + \frac{g_2 l}{4} + P = 14{,}3 + 80{,}0 + 120 = 214{,}3 \text{ кг.}$$

Таким образом, расчетной как по моменту, так и по перерезывающей силе является вторая комбинация нагрузок.

Подбор сечения арматуры

Поперечное сечение ребра показано на рис. 2.5. Ребро армируется одним плоским сварным каркасом. Нижний продольный стержень каркаса принимается из стали марки Ст. 3, остальные — из холоднотянутой проволоки.

Тавровое сечение ребра рассчитывается как прямоугольное с шириной, равной расстоянию между поперечными ребрами $b_п = 147$ *см.*

Полезная высота ребра $h_0 = 12{,}0$ *см.*

Расчет продольной арматуры производим по табл. 1.34

$$A_0 = \frac{M}{m b_п h_0^2 R_и} = \frac{7740}{1{,}1 \times 147 \times 12^2 \times 100} = 0{,}0033.$$

По табл. 1.34 при $A_0 = 0{,}0033$ принимаем $\gamma_0 = 0{,}995$ (по верхней строке таблицы).

Площадь сечения арматуры

$$F_a = \frac{7740}{1{,}1 \times 0{,}995 \times 12 \times 1{,}0 \times 2100} = 0{,}28 \text{ см}^2.$$

Процент армирования, отнесенный к полезной площади ребра,

$$\mu\% = \frac{0{,}28}{0{,}5\,(9+4)\,12}\,100 = 0{,}36\%,$$

принимаем $1 \varnothing 8$ *мм*, $F_a = 0{,}50$ *см²*.

Производим проверку условия (1.114)

$$mR_p b h_0 = 1{,}1 \times 6{,}4 \times 0{,}5\,(9+4)\,12 = 550 \text{ кг} > Q = 214{,}3 \text{ кг}.$$

Так как условие (1.114) удовлетворено, то расчет поперечной арматуры может не производиться.

Диаметр и шаг поперечных стержней приняты по конструктивным соображениям. Для улучшения анкеровки растянутой арматуры ребра крайние поперечные стержни каркаса привариваются с обеих сторон продольных стержней.

Армирование поперечных ребер показано на рис. 2.5.

Продольные ребра

При расчете продольных ребер настил рассматривается как свободно лежащая балка с П-образным поперечным сечением. Продольные ребра рассчитываются только на действие равномерно распределенной постоянной и снеговой нагрузок. Расчет на действие сочетания постоянных нагрузок и сосредоточенного груза от веса рабочего с инструментом не производится, так как эти нагрузки дают заведомо меньшие расчетные усилия в продольных ребрах.

Расчетные усилия в продольных ребрах

Расчетная схема и схема нагрузок показаны на рис. 2.3.

Величина расчетного пролета принята

$$l = 5{,}97 - 0{,}05 \times 2 = 5{,}87 \text{ м}$$

из условия, что оси опор находятся на расстоянии 5 *см* от концов настила.

Рис. 2.3. Расчетная схема настила и схема нагрузок.

Собственный вес настила равен 1400 *кг*. Вес 1 *пог. м* настила $1400 : 6 = 233$ *кг*.

Расчетная постоянная нагрузка на 1 *пог. м* настила:

собственный вес настила	$233 \times 1{,}1 = 256$	*кг/пог. м*
заливка швов	$20 \times 1{,}1 = 22$	»
изоляционный ковер	$75 \times 1{,}5 = 112$	»
Итого:	$g = 390$	*кг/пог. м*

Расчетная снеговая нагрузка на 1 *пог. м* настила

$$p_c = 137 \cdot 1{,}5 = 205 \text{ кг/пог. м}.$$

Изгибающий момент в середине пролета

$$M = \frac{(g+p)\,l^2}{8} = \frac{(390+205)\,5{,}87^2}{8} = 2570 \text{ кгм}.$$

Перерезывающая сила на опоре

$$Q = \frac{(g+p)\,l}{2} = \frac{(390+205)\,5{,}87}{2} = 1750 \text{ кг}.$$

Подбор сечения арматуры

Поперечное сечение настила показано на рис. 2.5. Продольные ребра армируются плоскими сварными каркасами. Нижние продольные стержни каркасов принимаются из горячекатаной арматуры периодического профиля марки Ст. 5, остальные стержни каркасов — из круглого проката марки Ст. 3.

П-образное сечение настила с плитой в сжатой зоне рассчитывается как прямоугольное с шириной, равной ширине плиты

$$b_п = 146\ см.$$

Полезная высота настила

$$h_0 = 30 - 2 - \frac{1,6}{2} = 27,2\ см.$$

Расчет продольной арматуры производим по табл. 1.34

$$A_0 = \frac{257\,000}{1,1 \cdot 146 \cdot 27,2^2 \cdot 100} = 0,022.$$

При $A_0 = 0,022$ находим $\gamma_0 = 0,989$.

Площадь сечения арматуры

$$F_а = \frac{257\,000}{1,1 \cdot 0,989 \cdot 27,2 \cdot 1,0 \cdot 2400} = 3,60\ см^2.$$

Процент армирования, отнесенный к полезной площади продольных ребер,

$$\mu\% = \frac{3,60}{2 \times 0,5\,(5,0 + 9,5)\,27,2}\,100 = 0,90\%.$$

Принимаем 2N16 *мм* (по одному стержню в каждом ребре), $F_а = 4,02\ см^2$.

Проверяем условие (1.114)

$$mR_рbh_0 = 1,1 \times 6,4 \times 2 \times 0,5\,(5 + 9,5) \times 27,2 = 2780\ кг > Q = 1750\ кг.$$

Так как условие (1.114) удовлетворено, то расчет поперечной арматуры может не производиться. Диаметр и шаг поперечных стержней приняты по конструктивным соображениям. Армирование продольных ребер показано на рис. 2.5.

Для обеспечения анкеровки растянутых стержней каркасов на опорах и возможности приварки настила к верхним поясам несущих балок к концам продольных стержней привариваются стальные закладные детали из прокатных уголков 120 × 80 × 10 *мм*.

Для улучшения связи ребер по контуру настила в углах устанавливаются по два стержня.

ПРОВЕРКА НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ НАСТИЛА НА УСИЛИЯ, ВОЗНИКАЮЩИЕ ПРИ ПЕРЕВОЗКЕ И МОНТАЖЕ

Нагрузка на настил при перевозке и монтаже состоит только из собственного веса настила, учитываемого с коэффициентами: перегрузки $n = 1,1$ и динамичности 1,5.

Расчетная нагрузка на 1 *пог. м* настила

$$q = 233 \times 1,1 \times 1,5 = 385\ кг/пог.\ м.$$

При перевозке настил укладывается в горизонтальном положении на подкладки, располагаемые по концам его, т. е. сохраняется расчетная схема настила при работе на основные эксплуатационные нагрузки.

Поскольку расчетная нагрузка при перевозке меньше расчетной эксплуатационной нагрузки ($385 < 390 + 205$), то прочность настила при перевозке вполне обеспечена.

Подъем настила при монтаже производится захватом его за отверстия для строповки, устраиваемые в продольных ребрах на расстоянии 935 *мм* от концов.

Расчетная схема и схема нагрузок при монтаже показаны на рис. 2.4.

Отверстия для строповки следует назначать из условия удобства монтажа, а также из условия, чтобы арматуры, поставленной в настиле из расчета прочности при действии эксплуатационных нагрузок, было достаточно и при действии монтажных нагрузок. При принятом в данном случае положении отверстий для строповки следует проверить только прочность настила в сечении с наибольшим отрицательным моментом, так как прочность по положительным изгибающим моментам заведомо обеспечена.

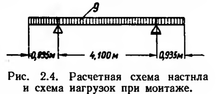


Рис. 2.4. Расчетная схема настила и схема нагрузок при монтаже.

Наибольший отрицательный изгибающий момент в настиле

$$M = -0{,}5 \times 385 \times 0{,}935^2 = -168 \text{ кгм}.$$

Момент, воспринимаемый продольной арматурой сварной сетки, уложенной в плите

$$F_а = 0{,}565 \text{ см}^2 \ (8 \varnothing 3 \text{ мм}),$$

$$[M] = mm_а R_а F_а (h_0 - a') = 1{,}1 \times 0{,}65 \times 4500 \times 0{,}565\,(27{,}2 - 1{,}5) = 46\,700 \text{ кгсм} > 16\,800 \text{ кгсм}.$$

Прочность настила при монтаже обеспечена.

РАСЧЕТ НАСТИЛА ПО ДЕФОРМАЦИЯМ

Расчет настила по деформациям заключается в определении прогиба его от нормативной нагрузки. Настил рассматривается как свободно лежащая балка П-образного поперечного сечения под воздействием нормативной нагрузки от собственного веса и снеговой нагрузки.

Из расчета настила по несущей способности имеем:

ширина плиты настила $b'_п = 146$ *см*; толщина плиты настила $h'_п = 3$ *см*.

Суммарная средняя ширина продольных ребер

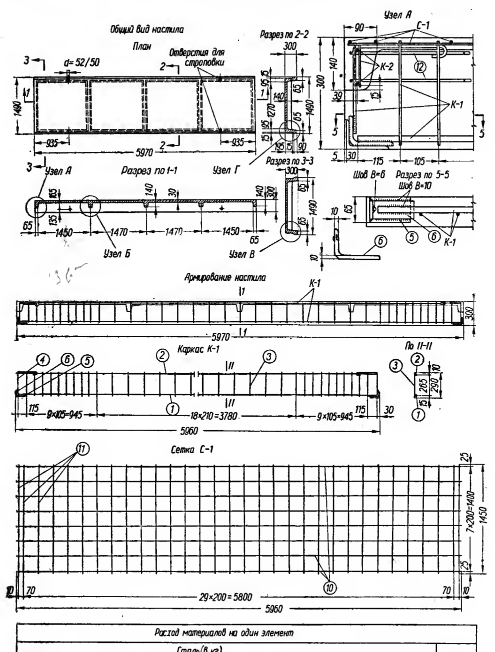
$$b = 2 \times 0{,}5\,(9 + 5{,}5) = 14{,}5 \text{ см}.$$

Нормативный модуль упругости бетона $E^н_б = 2{,}9 \times 10^5$ *кг/см²*.

Модуль упругости арматуры $E_а = 2{,}1 \times 10^6$ *кг/см²*.

Нормативная длительно действующая нагрузка на 1 *пог. м* настила:

Собственный вес настила	233	*кг/пог. м*
Заливка швов	20	»
Изоляционный ковер	$65 \times 1{,}5 =$ 98	»
Снеговая нагрузка	$98 \times 1{,}5 =$ 147	»
Итого:	$q^н = 498$	*кг/пог. м*



Расход материалов на один элемент									
Сталь (в кг)									Бетон М-200 (в м³)
Горячекатанная периодического профиля марки Ст. 5 по ГОСТ 5781-53		Круглая				Прокат Ст. 3		Всего кг	
		Горячекатанная круглая марки Ст. 3 по ГОСТ 2590-51		Холоднотянутая низкоуглеродистая проволока по ГОСТ 6727-53					
N16	18,60	Ø6	7,40	Ø3	5,17	L120×80×10	6,64	47,65	0,565
		Ø8	2,90	Ø4	1,50				
		Ø10	5,44						

Рис. 2.5. Конструкция

Узел В

Узел Г

Отверстие для строповки

Разрез по б-б

Узел Б

Примечания:
1 Соединения стержней в каркасах К-1 и К-2 и в сетке С-1 выполняются на точечной контактной сварке
2 Сварка позиций 4, 5 и 6 производится дуговой электросваркой электродами Э-42 или Э-50

По I-I

Каркас К-2

По III-III По IV-IV

Спецификация арматуры на один элемент										
Марка и количество на один элемент	№ стержня или позиции	Эскиз	Профиль (в мм)	Длина (в мм)	Количество (в штуках)	Общая длина (в м)	Вес (в кг)	Вес марки (в кг)	Общий вес марок (в кг)	Примечание
К-1 шт. 2	1	5900	N16	5900	1	5,90	9,30	17,04	34,08	
	2	5900	Ф6	5900	1	5,90	1,32			
	3	290	Ф6	290	37	10,73	2,38			
	4	260, 240	Ф10	580	2	1,16	0,72			
	5	Уголок	L 120×80×10	64	2	0,13	1,96			
	6	Уголок	L 120×80×10	44	2	0,09	1,36			
К-2 шт 5	7	1450	Ф8	1450	1	1,45	0,58	0,88	4,40	
	8	1450	Ф4т	1450	1	1,45	0,14			
	9	125	Ф4т	125	13	1,63	0,16			
С-1 шт 1	10	5960	Ф3т	5960	8	47,68	2,62	5,17	5,17	
	11	1450	Ф3т	1450	32	46,40	2,55			
Отдельные стержни	12	330, 330, 45°	Ф10	810	8	6,48	4,00	4,00	4,00	

крупнопанельного настила.

Кратковременно действующая нагрузка отсутствует, т. е. $p^{н} = 0$. Жесткость настила определяем с помощью таблиц 1.52 и 1.55. Величины табличных параметров:

$$\alpha = 3\frac{F_a}{bh_0}\frac{E_a}{E_б} = 3\frac{4{,}02}{14{,}5 \times 27{,}2}\ \frac{2{,}1 \times 10^6}{2{,}9 \times 10^5} = 0{,}22;$$

$$\gamma' = \frac{(b'_п - b)\,h_п}{bh_0} = \frac{(146 - 14{,}5)\,3}{14{,}5 \times 27{,}2} = 1{,}0.$$

По табл. 1.55 при $\alpha = 0{,}22$ и $\gamma' = 1{,}0$ находим:

$$\xi_{ср} = 0{,}16; \quad \eta = 0{,}95; \quad c = 0{,}79.$$

Так как $\xi_{ср} = 0{,}16 > \frac{h_п}{h_0} = \frac{3}{27{,}2} = 0{,}11$, то перерасчета не требуется.

Изгибающий момент в настиле от нормативной нагрузки

$$M^{н} = \frac{q^{н}l^2}{8} = \frac{498 \cdot 5{,}87^2}{8} = 2150 \ кгм.$$

Напряжение в арматуре

$$\sigma_a = \frac{M^{н}}{F_a\eta h_0} = \frac{215\,000}{4{,}02 \cdot 0{,}95 \cdot 27{,}2} = 2070 \ кг/см^2.$$

По табл. 1.52 при $\alpha = 0{,}22$ и $\sigma_a = 2070 \ кг/см^2$ находим $\psi = 0{,}91$.

Жесткость настила при кратковременном действии нагрузки

$$B_{кр} = \frac{E_a}{\psi}F_a c h_0^2 = \frac{2{,}1 \times 10^6}{0{,}91}\,4{,}02 \times 0{,}79 \times 27{,}2^2 = 5{,}40 \times 10^9 \ кгсм^2.$$

Жесткость настила при длительном действии нагрузки при $\theta = 1{,}5$ (для тавровых сечений с полкой в сжатой зоне)

$$B = B_{кр}\frac{q^{н} + p^{н}}{q^{н}\theta + p^{н}} = 5{,}4 \times 10^9\,\frac{498 + 0}{498 \times 1{,}5 + 0} = 3{,}6 \times 10^9 \ кгсм^2.$$

Прогиб настила при длительном действии нагрузки

$$f = \frac{5}{384}\frac{q^{н}l^4}{B} = \frac{5}{384}\,\frac{4{,}98 \times 587^4}{3{,}6 \times 10^9} = 2{,}14 \ см.$$

Относительная величина прогиба

$$\frac{f}{l} = \frac{2{,}14}{5{,}87} = \frac{1}{273} < \frac{1}{200}.$$

Жесткость настила в соответствии с требованиями табл. 1.50 достаточна.

Конструкция крупнопанельного настила показана на рис. 2.5.

II. СБОРНАЯ ДВУСКАТНАЯ БАЛКА ПОКРЫТИЯ ПРОЛЕТОМ 12,0 *м*

ДАННЫЕ ДЛЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

Требуется рассчитать и законструировать двускатиую балку с номииальным пролетом 12,0 *м*. Схематический чертеж покрытия показаи иа рис. 2.6. Расстояние между двускатными балками вдоль здаиия —6,0 *м*.

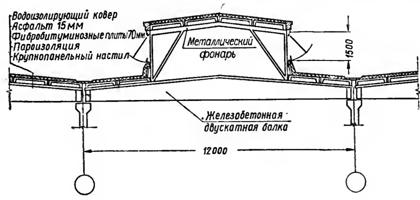


Рис. 2.6. Схематический чертеж покрытия.

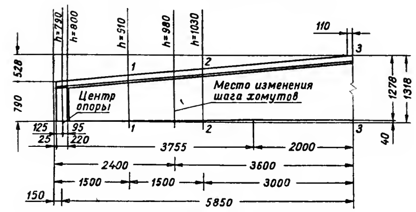


Рис. 2.7. Геометрические размеры балки.

Приинятые геометрические размеры балки показаиы иа рис. 2.7.

Нормативиая снеговая иагрузка $p^н = 50$ *кг/м²*.

Балка изготавливается из бетона марки 200.

Арматура выполияется из круглой стали марки Ст. 3 и из горячекатаиой стали периодического профиля марки Ст. 5.

Изготовлеиие балок предполагается при систематической проверке их прочности, а также прочиости бетоиа и арматуры.

Общий коэффициеит условий работы балки $m = 1,1$.

Расчетиые сопротивлеиия материалов и коэффициеиты условий работы арматуры:

для бетона марки 200 . . . $R_и = 100$ *кг/см²*, $R_р = 6,4$ *кг/см²*
» Ст. 3 . . . . $R_а = 2100$ » , $m_а = 1,0$, $m_н = 0,8$
» Ст. 5 . . . . $R_а = 2400$ » , $m_а = 1,0$

ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАГРУЗОК

Постоянная нагрузка на балку складывается нз весов водотеплоизоляциониого ковра покрытня, настила, коиструкций фоиаря н собственного веса балки.

Времениая нагрузка на балку состонт только нз снеговой нагрузкн.

Таблица 2.2

Нагрузки на балку от 1 $м^2$ покрытия

Наименование элементов	Нормативная нагрузка (в $кг/м^2$)	Коэффициент перегрузки n	Расчетная нагрузка (в $кг/м^2$)
Рубероидный ковер (один слой рубероида по двум слоям пергамина на мастике)	10	1,1	11
Асфальтовая стяжка 15 *мм* (асфальт, $\gamma = 1800$ $кг/м^3$)	27	1,1	30
Утеплитель 70 *мм* (фибробитуминозные плиты, $\gamma = 380$ $кг/м^3$)	27	1,2	33
Пароизоляция	5	1,1	6
Железобетонный крупнопанельный настил размером $6 \times 1{,}5$ *м*	175	1,1	195
Итого	244	—	275
Снеговая нагрузка	50	1,4	70
Всего	294	—	345

Коэффициенты перегрузки приняты:

для собственного веса конструкций . . . . $n = 1{,}1$
» веса теплоизоляционных плит . . . . $n = 1{,}2$
» снеговой нагрузки . . . . $n = 1{,}4$

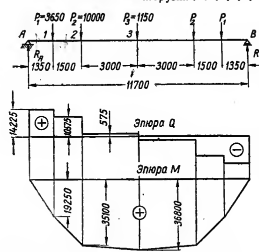


Рис. 2.8. Расчетная схема балки, схема нагрузок и эпюры расчетных усилий.

Двускатная балка пролетом 12,0 *м* — 4200 *кг*.

Вес 1 *пог. м* $4200 : 12 = 350$ *кг/пог. м*.

Металлический фонарь со связями 260 *кг*.

Одна бортовая стенка фонаря (135 *кг/м*) $135 \times 6 = 810$ *кг*.

Одна плоскость вертикального остекления фонаря (35 $кг/м^2$) $35 \times 6 \times 1{,}5 = 315$ *кг*.

Собственный вес балки для упрощения расчета учитывается в виде сосредоточенных грузов.

Таким образом, все нагрузки на балку прикладываются в виде сосредоточенных грузов в местах опирания продольных ребер крупнопанельного настила и в середине пролета балки.

Нормативные величины сосредоточенных грузов:

$P_1^н = 294 \times 6{,}0 \times 1{,}5 + 350 \times 1{,}425 = 3150$ *кг*.

$P_2^н = 294 \times 6{,}0 \times 3{,}75 + 350 \times 2{,}25 + 260 \times 0{,}5 + 810 + 315 = 8680$ *кг*;

$P_3^н = 350 \times 3{,}0 = 1050$ *кг*.

Расчетные величины сосредоточенных грузов:

$$P_1 = 345 \times 6{,}0 \times 1{,}5 + 350 \times 1{,}425 \times 1{,}1 = 3650 \text{ кг};$$

$$P_2 = 345 \times 6{,}0 \times 3{,}75 + (350 \times 2{,}25 + 260 \times 0{,}5 + 810 + 315)\,1{,}1 = 10\,000 \text{ кг};$$

$$P_3 = 350 \times 3{,}0 \times 1{,}1 = 1150 \text{ кг}.$$

Расчетная схема балки и схема нагрузок показаны на рис. 2.8.

РАСЧЕТ ДВУСКАТНОЙ БАЛКИ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

Определение расчетных усилий

Перерезывающие силы в сечениях балки:

$$Q_0 = 3650 + 10\,000 + 1150 \times 0{,}5 = 14\,225 \text{ кг};$$

$$Q_2^{\text{лев}} = 14\,225 - 3650 = 10\,575 \text{ кг};$$

$$Q_3^{\text{лев}} = 10\,575 - 10\,000 = 575 \text{ кг}.$$

Изгибающие моменты в сечениях балки:

$$M_1 = 14\,225 \times 1{,}35 = 19\,250 \text{ кгм};$$

$$M_2 = 14\,225 \times 2{,}85 - 3650 \times 1{,}5 = 35\,100 \text{ кгм};$$

$$M_3 = 14\,225 \times 5{,}85 - 3650 \times 4{,}5 - 10\,000 \times 3{,}0 = 36\,800 \text{ кгм}.$$

Эпюры расчетных усилий в балке показаны на рис. 2.8

Подбор сечений арматуры

Продольная арматура балки выполняется в виде сварного пакета стержней периодического профиля из стали марки Ст. 5. Поперечная арматура выполняется из V-образных сварных сеток из стали марки Ст. 3.

Р а с ч е т   п р о д о л ь н о й   а р м а т у р ы. Расчетным является сечение *2—2*, так как изгибающие моменты в сечениях *2—2* и *3—3* близки по величине, а высота сечения *2—2* значительно меньше высоты сечения *3—3* (рис. 2.7).

Размеры сечения *2—2* показаны на рис. 2.9:

$$h = 103{,}0 \text{ см};\ h_0 = 96{,}7 \text{ см};\ b_п = 35{,}0 \text{ см};\ h_п = 12{,}0 \text{ см}.$$

Устанавливаем тип таврового сечения

$$mR_иb_пh_п\left(h_0 - \frac{h_п}{2}\right) = 1{,}1 \times 100 \times 35 \times 12\left(96{,}7 - \frac{12}{2}\right) = 4\,180\,000 > M_2 = 3\,510\,000 \text{ кгсм}.$$

Рис. 2.9. Поперечное сечение балки (сечение *2—2*).

Таким образом, тавровое сечение следует рассчитывать как прямоугольное сечение шириной $b_п = 35{,}0$ *см*.

Так как $h_п : h_0 = 12 : 96{,}7 = 0{,}124 < 0{,}2$, то сечение растянутой арматуры определяем по формуле

$$F_а = \frac{M}{mm_аR_а\left(h_0 - \frac{h_п}{2}\right)} = \frac{3\,510\,000}{1{,}1 \times 1{,}0 \times 2400\left(96{,}7 - \frac{12{,}0}{2}\right)} = 14{,}70 \text{ см}^2.$$

Таблица 2.3

Расчетная несущая способность сечений балки

Сечения	h (в см)	h_0 (в см)	$h_0 - \frac{h_п}{2}$ в см)	F_a (в см²)	mm_aR_a (в кг/см²)	$mm_aR_aF_a\left(h_0 - \frac{h_п}{2}\right)$ (в кгсм)
В середине пролета	127,8	121,5	115,5	14,73 3N25	1,1 × 1 × 2400 = 2640	4 500 000
		122,8	116,8	9,82 2N25		3 030 000
На опоре	79,0	72,7	66,7	14,73 3N25		2 600 000
		74,0	68,0	9,82 2N25		1 760 000

Принимаем 3N25; $F_a = 14{,}73$ *см²*.

Два продольных стержня из трех доводим до концов балки, а верхний — обрываем в пролете. Место обрыва верхнего стержня по длине балки определяем графически путем построения эпюры материалов (рис. 2.10).

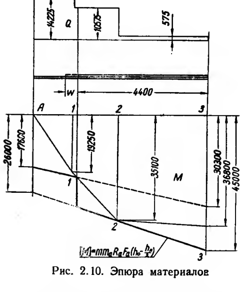


Рис. 2.10. Эпюра материалов

Для этого вычисляем расчетную несущую способность балки по моменту — по формуле $[M] = mm\,R_aF_a\left(h_0 - \frac{h_п}{2}\right)$ для двух сечений: в середине пролета ($h = 127{,}0$ *см*) и на опоре ($h = 79{,}0$ *см*). Расчетную несущую способность балки по длине пролета принимаем изменяющейся линейно.

Результаты вычисления сводим в табл. 2.3.

Расчет поперечной арматуры. Сечение у грани опоры:

$$Q = 14\,225 \text{ кг},\ h = 80{,}0 \text{ см},$$
$$h_0 = 75{,}0 \text{ см},\ b = 10 \text{ см}.$$

Проверяем условие (1.114)

$$mR_pbh_0 = 1{,}1 \times 6{,}4 \times 10 \times 75 = 5280 < Q = 14\,225 \text{ кг}.$$

Так как условие (1.114) не соблюдено, то требуется расчет поперечной арматуры.

Находим наибольшее расстояние между поперечными стержнями. По формуле (1.116)

$$u = \frac{0{,}1mR_иbh_0^2}{Q} = \frac{0{,}1 \times 1{,}1 \times 100 \times 10 \times 75^2}{14\,225} = 43{,}5 \text{ см}.$$

Принимаем поперечные стержни в виде V-образной сетки ($n = 2$) с шагом $a_x = 15{,}0$ *см*.

Усилие, воспринимаемое поперечными стержнями на единицу длины балки

$$q_x = \frac{\left(\frac{Q}{m}\right)^2}{0{,}6R_{\text{н}}bh_0^2} = \frac{\left(\frac{14\,225}{1{,}1}\right)^2}{0{,}6 \times 100 \times 10 \times 75^2} = 49{,}6 \ \textit{кг/см}^2.$$

Необходимая площадь сечения поперечного стержня

$$f_x = \frac{q_x a_x}{m_{\text{н}} m_{\text{а}} R_{\text{а}} n} = \frac{49{,}6 \times 15{,}0}{0{,}8 \times 1{,}0 \times 2100 \times 2} = 0{,}222 \ \textit{см}^2.$$

Принимаем поперечные стержни $d_x = 6$ *см*; $f_x = 0{,}283$ *см*². Поперечные стержни с шагом $a_x = 150$ *мм* ставим конструктивно на протяжении 2400 *мм* от опоры.

Определение шага поперечных стержней на втором участке:

$$Q = 10\,575 \ \textit{кг}; \quad h = 98{,}0 \ \textit{см}; \quad h_0 = 91{,}7 \ \textit{см};$$

$$q_x = \frac{\left(\frac{10\,575}{1{,}1}\right)^2}{0{,}6 \times 100 \times 10 \times 91{,}7^2} = 18{,}3 \ \textit{кг/см};$$

$$a_x = \frac{m_{\text{н}} m_{\text{а}} R_{\text{а}} n f_x}{q_x} = \frac{0{,}8 \times 1{,}0 \times 2100 \times 2 \times 0{,}283}{18{,}3} = 52{,}0 \ \textit{см};$$

принимаем на втором участке балки шаг поперечных стержней $a_x = 30{,}0$ *см*; в средней части балки шаг поперечных стержней принимаем равным $a_x = 40{,}0$ *см*.

Определение длины перепуска продольных растянутых стержней w за вертикальное сечение, в котором они не требуются по расчету.

Значение w определяется по формуле

$$w = \frac{\frac{Q}{m} - m_{\text{а}} R_{\text{а}} F_{\text{а}} \operatorname{tg} \alpha}{2q_x} + 5d,$$

где $F_{\text{а}}$ — площадь сечения остающейся продольной арматуры;

α — угол наклона верхнего пояса к горизонту, в нашем случае $\operatorname{tg} \alpha = \frac{1}{12}$.

Если концы обрываемых растянутых стержней привариваются к остающейся продольной арматуре, как это имеет место в нашем случае, то слагаемое $5d$ в формуле для определения w не учитывается.

Напомним, что значение q_x при определении величины w вычисляется при коэффициенте условий работы $m_{\text{н}} = 1{,}0$:

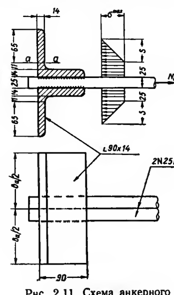
$$q_x = \frac{m_{\text{н}} m_{\text{а}} R_{\text{а}} f_x n}{a_x} = \frac{1{,}0 \times 1{,}0 \times 2100 \times 0{,}283 \times 2}{15} = 79{,}2 \ \textit{кг/см}.$$

Длина перепуска для верхнего обрываемого продольного стержня при $Q = 10\,575$ *кг*

$$w = \frac{\frac{10\,575}{1{,}1} - \frac{1{,}0 \times 2400 \times 9{,}82}{12}}{2 \times 79{,}2} = 48{,}2 \ \textit{см}.$$

Два оставшиеся стержня, как уже указывалось, доводим до торцов балки. Так как длина заделки этих стержией за граиь опор менее $10d$, то для обеспечення анкеровкн стержней прнвариваем к коицам стержней специальиое анкериое устройство из 2⌊ 90 × 14 (рис. 2.11).

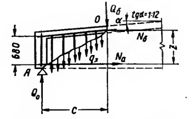
Расчет анкериого устройства. Усилие N_a, передаваемое продольными стержиями на аикерное устройство, определяем из условия прочности по момеиту иаклоиного сечения, проведенного через ось опоры балкн (рис. 2.12):



Рнс. 2.11. Схема анкерного устройства.

$$\Sigma M_0 = 0;$$

$$N_a z - Q_0 c + m\frac{q_x c^2}{2} = 0,$$



Рнс. 2.12. Расчетная схема для определення уснлня, передаваемого продольнымн стержнями на анкерное устройство.

откуда

$$N_a = \frac{1}{z}\left(Q_0 c - m\frac{q_x c^2}{2}\right).$$

Длнна горизонтальной проекцнн наклониой трещнны определяется в данном случае по формуле

$$c = \frac{Q_0 - N_a \operatorname{tg}\alpha}{mq_x}.$$

Значение N_a может быть вычислено либо путем последовательных приближений, либо путем совместиого решения выражений для N_a н c.

Проще произвести вычисления путем последовательных приблнжений.

В первом прнближении для определеиия величины c приннмаем $N_a = 0$, тогда

$$c = \frac{Q_0}{mq_x} = \frac{14\,225}{1{,}1 \times 79{,}2} = 164{,}0\ см.$$

Определяем величниу плеча внутреиней пары сил z в коице наклонной трещиины, т. е. на расстояиин 164,0 *см* от осн опоры:

$$z = 68{,}0 + \frac{164}{12} = 81{,}7\ см.$$

Определяем величиину N_a в первом приближеиин:

$$N_a = \frac{1}{81{,}7}\left(14\,225 \times 164 - 1{,}1\,\frac{79{,}2 \times 164{,}0^2}{2}\right) = 14\,200\ кг.$$

Уточняем значения c, z и N_a во втором приближении:

$$c = \frac{14\,225 - \frac{14\,200}{12}}{1,1 \times 79,2} = 150,0 \text{ см};$$

$$z = 68,0 + \frac{150}{12} = 80,5 \text{ см};$$

$$N_a = \frac{1}{80,5}\left(14\,225 \times 150,0 - 1,1\,\frac{79,2 \times 150,0^2}{2}\right) = 14\,300 \text{ кг}.$$

Принимаем окончательно $N_a = 14\,300$ *кг*, так как из сравнения результатов первого и второго приближений видно, что дальнейшее уточнение величины N_a не имеет практического значения.

Проверяем прочность бетона на смятие под уголками анкера.

Приближенная эпюра напряжений в бетоне показана на рис. 2.11. Напряжение в бетоне под анкерным устройством принято на жестких участках по прямоугольной эпюре, на гибких участках — по треугольной.

Длина треугольных участков эпюры напряжений определяется с учетом упругости бетона $E_б$, жесткости анкера $E_a J_a$ и ширины анкера b_a по формуле*

$$S = 3,14\sqrt[3]{\frac{E_a J_a}{E_б b_a}} = 3,14\sqrt[3]{\frac{2,1 \times 10^6 \times \frac{15 \times 1,4^3}{12}}{2,9 \times 10^5 \times 15}} = 3,8 \text{ см}.$$

Максимальное напряжение в бетоне под анкером

$$\sigma_{max} = \frac{14\,300}{15 \times 2\,(2,5 + 0,5 \times 3,8)} = 108 \text{ кг/см}^2 < m\,\psi\,R_{пр} = 1,1 \times 1,25 \times 80 = = 110 \text{ кг/см}^2.$$

Следовательно, прочность бетона на смятие обеспечена.

Проверяем прочность анкера на изгиб в сечении *а—а* (рис. 2.13).

Изгибающий момент в сечении *а — а*

$$M = \frac{108 \times 15 \times 3,8^2}{6} = 3900 \text{ кгсм}.$$

Момент сопротивления сечения *а—а*

$$W = \frac{15 \times 1,4^2}{6} = 4,90 \text{ см}^3.$$

Несущая способность сечения *а—а* на изгиб

$$[M] = mWR = 1 \times 4,90 \times 2100 = 10\,300 \text{ кгсм} > M = 3900 \text{ кгсм}.$$

Следовательно, прочность анкера на изгиб обеспечена с большим избытком. Отметим, что уменьшить толщину уголков не представляется

---

* Приведенная формула получена из формулы, предложенной проф. Л. И. Онищиком для определения напряжений в кладке под распределительными устройствами (см. Т. С. Караифилов, Облегченные каменные стены, Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре, 1954).

возможным, так как это влечет за собой чрезмерное увеличение напряжений в бетоне под анкером.

Уголки привариваются к продольным стержням четырьмя фланговыми швами длиной по 90 *мм*. Электроды типа Э42; толщину шва определяем по формуле

$$h_{ш} = \frac{N}{4mR_{у}^{св} l_{ш} \cdot 0{,}7} = \frac{14\,300}{4 \times 1 \times 1400\,(9-2) \times 0{,}7} = 0{,}52\ см.$$

Принимаем толщину шва равной $h_{ш} = 6$ *мм*.

Конструктивный чертеж балки показан на рис 2.13.

РАСЧЕТ ДВУСКАТНОЙ БАЛКИ ПО ДЕФОРМАЦИЯМ

Расчет балки по деформациям заключается в определении прогиба балки в середине пролета от нормативной нагрузки. Прогиб определяется с учетом переменной высоты балки.

Пользуемся известным положением, что прогиб балки в любой точке равен изгибающему моменту для соответствующего поперечного сечения от фиктивной нагрузки в виде эпюры кривизны.

Для построения эпюры кривизны вычисляем величины изгибающих моментов от нормативных нагрузок и жесткости для этой стадии работы балки для сечений 1, 2 и 3.

Изгибающие моменты от нормативной нагрузки в расчетных сечениях балки:

$$R_{А}^{н} = 3150 + 8680 + 1050 \times 0{,}5 = 12\,355\ кг;$$

$$M_{1}^{н} = 12\,355 \times 1{,}35 = 16\,700\ кгм;$$

$$M_{2}^{н} = 12\,355 \times 2{,}85 - 3150 \times 1{,}5 = 30\,580\ кгм;$$

$$M_{3}^{н} = 12\,355 \times 5{,}85 - 3150 \times 4{,}5 - 8680 \times 3{,}0 = 32\,000\ кгм.$$

Жесткости сечений определяем с помощью табл. 1.52 — 1.56 по формуле

$$B_{кр} = \frac{E_{а}}{\psi} F_{а} c h_{0}^{2}.$$

Из расчета балки по несущей способности имеем:

для всех сечений $b_{п}' = 35$ *см*, $h_{п}' = 12$ *см*, $b = 10$ *см*;

для сечения *1—1* $h_0 = 86{,}0$ *см*, $F_{а} = 9{,}82$ *см*^{2};

для сечения *2—2* $h_0 = 96{,}7$ *см*, $F_{а} = 14{,}73$ *см*^{2};

для сечения *3—3* $h_0 = 121{,}5$ *см*, $F_{а} = 14{,}73$ *см*^{2}.

Определяем табличные параметры α и γ' по формулам:

$$\alpha = 3\frac{E_{а}}{E_{б}} \cdot \frac{F_{а}}{bh_0} = 3\,\frac{2{,}1 \times 10^6}{2{,}9 \times 10^5} \times \frac{F_{а}}{10h_0} = 2{,}17\,\frac{F_{а}}{h_0};$$

$$\gamma' = \frac{(b_{п}' - b)h_{п}}{bh_0} = \frac{(35-10)\,10}{10h_0} = \frac{25}{h_0}.$$

Для сечений *1*, *2* и *3* получаем:

$$\alpha_1 = 2{,}17\frac{9{,}82}{86{,}0} = 0{,}24, \quad \gamma_1' = \frac{25}{86{,}0} = 0{,}290;$$

$$\alpha_2 = 2{,}17\frac{14{,}73}{96{,}7} = 0{,}33, \quad \gamma_2' = \frac{25}{96{,}7} = 0{,}259;$$

$$\alpha_3 = 2{,}17\frac{14{,}73}{121{,}5} = 0{,}263, \quad \gamma_3' = \frac{25}{121{,}5} = 0{,}205.$$

По табл. 1.55 по найденным параметрам α и γ' определяем для сечений *1—1*, *2—2* и *3—3* коэффициенты η и c:

$$\eta_1 = 0{,}90, \; c_1 = 0{,}64;$$

$$\eta_2 = 0{,}88, \; c_2 = 0{,}57;$$

$$\eta_3 = 0{,}87, \; c_3 = 0{,}59.$$

Определяем напряжения в арматуре в сечениях *1—1*, *2—2* и *3—3* по формуле:

$$\sigma_a = \frac{M^н}{\eta h_0 F_a};$$

$$\sigma_{a1} = \frac{1\,670\,000}{0{,}90 \times 86{,}0 \times 9{,}82} = 2190 \; кг/см^2;$$

$$\sigma_{a2} = \frac{3\,058\,000}{0{,}88 \times 96{,}7 \times 14{,}73} = 2440 \; кг/см^2;$$

$$\sigma_{a3} = \frac{3\,200\,000}{0{,}87 \times 121{,}5 \times 14{,}73} = 2050 \; кг/см^2.$$

По табл. 1.52 по параметрам α и σ_a определяем для сечений *1—1* *2—2* и *3—3* коэффициенты ψ:

$$\psi_1 = 0{,}92; \quad \psi_2 = 0{,}97; \quad \psi_3 = 0{,}92.$$

Жесткость балки в сечениях *1—1*, *2—2* и *3—3*:

$$B_{кр1} = \frac{2{,}1 \times 10^6}{0{,}92} 9{,}82 \times 0{,}64 \times 86{,}0^2 = 10{,}60 \times 10^{10} \; кгсм^2;$$

$$B_{кр2} = \frac{2{,}1 \times 10^6}{0{,}97} 14{,}73 \times 0{,}57 \times 96{,}7^2 = 17{,}00 \times 10^{10} \; кгсм^2;$$

$$B_{кр3} = \frac{2{,}1 \times 10^6}{0{,}92} 14{,}73 \times 0{,}59 \times 121{,}5^2 = 29{,}30 \times 10^{10} \; кгсм^2.$$

Определяем кривизну балки в сечениях *1—1*, *2—2* и *3—3* по формуле:

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M^н}{B_{кр}};$$

$$\frac{1}{\rho_1} = \frac{16{,}7 \times 10^5}{10{,}60 \times 10^{10}} = 1{,}58 \times 10^{-5} \; см^{-1};$$

$$\frac{1}{\rho_2} = \frac{30{,}6 \times 10^5}{17{,}00 \times 10^{10}} = 1{,}80 \times 10^{-5} \; см^{-1};$$

$$\frac{1}{\rho_3} = \frac{32{,}0 \times 10^5}{29{,}30 \times 10^{10}} = 1{,}09 \times 10^{-5} \; см^{-1}.$$

Между сечениями *1—1*, *2—2* и *3—3* изменение кривизны принимаем по линейному закону.

Эпюра кривизны показана на рис. 2.14.

Определяем прогиб балки при кратковременном действии нагрузки $f_{кр}$, как момент в середине пролета балки от фиктивной нагрузки в виде эпюры кривизны:

$$\Phi_1 = \frac{135{,}0 \times 1{,}58 \times 10^{-5}}{2} = 106{,}5 \times 10^{-5};$$

$$\Phi_2 = \frac{150{,}0 \times 1{,}58 \times 10^{-5}}{2} = 119{,}0 \times 10^{-5};$$

$$\Phi_3 = \frac{150{,}0 \times 1{,}80 \times 10^{-5}}{2} = 135{,}0 \times 10^{-5};$$

$$\Phi_4 = \frac{300{,}0 \times 1{,}80 \times 10^{-5}}{2} = 270{,}0 \times 10^{-5};$$

$$\Phi_5 = \frac{300{,}0 \times 1{,}09 \times 10^{-5}}{2} = 163{,}5 \times 10^{-5}.$$

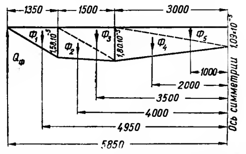


Рис. 2.14. Эпюра кривизны балки при кратковременном действии полной нормативной нагрузки.

Опорная реакция от фиктивной нагрузки

$$Q_{ф} = (106{,}5 + 119{,}0 + 135{,}0 + 270{,}0 + 163{,}5)\, 10^{-5} = 794{,}0 \times 10^{-5}.$$

Прогиб при кратковременном действии нагрузки (момент в середине пролета от фиктивной нагрузки)

$$f_{кр} = M_{ф} = (794{,}0 \times 585{,}0 - 106{,}5 \times 495{,}0 - 119{,}0 \times \times 400{,}0 - 135{,}0 \times 350{,}0 - 270{,}0 \times 200{,}0 - - 163{,}5 \times 100{,}0) \times 10^{-5} = 2{,}46\ см.$$

Все нагрузки на балку — длительно действующие (собственный вес конструкций и снеговая нагрузка). Коэффициент снижения жесткости при длительном действии нагрузки для тавровых сечений с полкой в сжатой зоне принимаем $\theta = 1{,}5$.

Следовательно, прогиб при учете длительности действия нагрузки будет в 1,5 раза превышать прогиб при кратковременном действии нагрузок:

$$f = f_{кр} \times 1{,}5 = 2{,}46 \times 1{,}5 = 3{,}70\ см;$$

$$\frac{f}{l} = \frac{3{,}70}{1170} = \frac{1}{317} < \left[\frac{1}{300}\right].$$

Жесткость балки достаточна.

III. СБОРНАЯ ШПРЕНГЕЛЬНАЯ ФЕРМА ПОКРЫТИЯ ПРОЛЕТОМ 12,0 *м*

ДАННЫЕ ДЛЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

Требуется рассчитать и законструировать шпренгельную ферму с номинальным пролетом 12,0 *м*.

Схематический чертеж покрытия показан на рис. 2.15.
Расстояние между фермами вдоль здания 6,0 *м*.
Нормативная снеговая нагрузка $p^{н} = 70$ *кг/м²*.
Фермы изготавливаются из бетона марки 300.

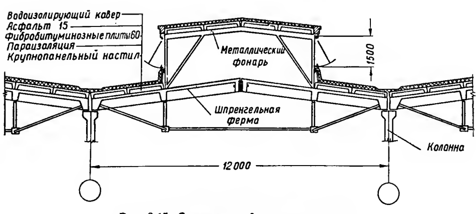


Рис. 2.15. Схематический чертеж покрытия.

Арматура выполняется из холоднотянутой проволоки, из круглой стали марки Ст. 3 и из горячекатаной стали периодического профиля марки Ст. 5.

Фасонный прокат для нижнего пояса фермы и для закладных частей принят из стали марки Ст. 3.

Изготовление ферм предполагается заводское с систематической проверкой прочности бетона и стали.

Общий коэффициент условий работы фермы $m = 1{,}0$.

Расчетные сопротивления принимаем: для бетона марки 300 по строке А (табл. 1.23)

$$R_{пр} = 140 \text{ кг/см}^2, \quad R_{и} = 170 \text{ кг/см}^2, \quad R_{р} = 10{,}5 \text{ кг/см}^2;$$

для холоднотянутой проволоки $R_а = 4500$ *кг/см²*, $m_а = 0{,}65$;
для Ст. 3 $R_а = 2100$ *кг/см²*, $m_а = 1{,}0$;
для Ст. 5 $R_а = 2400$ *кг/см²*, $m_а = 1{,}0$.

Коэффициенты перегрузки приняты:

для собственного веса конструкций	$-n = 1{,}1$
» веса теплоизоляционных плит	$-n = 1{,}2$
» снеговой нагрузки	$-n = 1{,}4$

ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАГРУЗОК

Постоянная нагрузка на ферму складывается из весов водотеплоизоляционного ковра покрытия, крупнопанельного настила, конструкций фонаря и собственного веса фермы.

Временная нагрузка на ферму состоит только из снеговой нагрузки.

Таблица 2.4

Нагрузка на ферму от 1 $м^2$ покрытия

Наименование элементов	Нормативная нагрузка (в $кг/м^2$)	Коэффициент перегрузки n	Расчетная нагрузка (в $кг/м^2$)
Рубероидный ковер (один слой рубероида по двум слоям пергамина на мастике)	10	1,1	11
Асфальтовая стяжка 15 *мм* (асфальт $\gamma = 1800$ $кг/м^3$)	27	1,1	30
Утеплитель 60 *мм* (фибробитуминозные плиты, $\gamma = 380$ $кг/м^3$)	23	1,2	28
Пароизоляция	5	1,1	6
Железобетонный крупнопанельный настил размером 6 × 1,5 *м*	155	1,1	170
Итого	220	—	245
Снеговая нагрузка	70	1,4	98
Всего	290	—	343

Принимаем округленно полную расчетную нагрузку от 1 $м^2$ покрытия равной $q = 350$ $кг/м^2$.

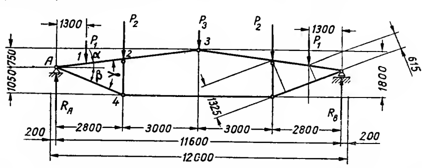


Рис. 2.16. Геометрическая и расчетная схемы шпренгельной фермы и схема нагрузок.

Принимаем следующие нормативные веса остальных элементов покрытия.

Вес шпренгельной фермы пролетом 12,0 *м*	2800 *кг*
Вес 1 *пог. м* фермы — 2800 : 12	233 *кг/пог. м*
Металлический фонарь со связями	260 *кг*
Одна бортовая стенка фонаря (135 *кг/м*) 135 × 6	810 *кг*
Одна плоскость вертикального остекления фонаря 35 × 6 × 1,5	315 *кг*

Геометрическая и расчетная схемы шпренгельной фермы, а также схема нагрузок показаны на рис. 2.16.

Собственный вес фермы для упрощения расчета учитывается в виде сосредоточенных грузов.

Таким образом, все нагрузки на ферму прикладываются в виде сосредоточенных грузов в местах опирания продольных ребер крупнопанельного настила и в коньковом узле.

Расчетные величины сосредоточенных грузов:

$$P_1 = 350 \times 1{,}5 \times 6 + 233 \times 1{,}4 \times 1{,}1 = 3510\ кг;$$
$$P_2 = 350 \times 3{,}75 \times 6 + (233 \times 2{,}25 + 260 \times 0{,}5 + 810 + 315) \times \times 1{,}1 = 9840\ кг;$$
$$P_3 = 233 \times 3{,}0 \times 1{,}1 = 770\ кг.$$

РАСЧЕТ ШПРЕНГЕЛЬНОЙ ФЕРМЫ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

Расчет фермы производится на эксплуатационные нагрузки и на нагрузки при подъеме фермы на монтаже.

Необходимые для расчета величины углов между элементами фермы, их тригонометрические функции и длины элементов:

$$\operatorname{tg}\alpha = \frac{750}{2800 + 3000} = 0{,}129;\ \alpha = 7°20';\ \sin\alpha = 0{,}127;\ \cos\alpha = 0{,}992;$$
$$\operatorname{tg}\beta = \frac{1050}{2800} = 0{,}375,\ \beta = 20°33',\ \sin\beta = 0{,}351,\ \cos\beta = 0{,}936;$$
$$\gamma = 7°20 + 20°33' = 27°53,\ \sin\gamma = 0{,}467,\ \cos\gamma = 0{,}884,\ \operatorname{tg}\gamma = 0{,}529;$$
$$l_{A-2} = \frac{2800}{\cos\alpha} = \frac{2800}{0{,}992} = 2823\ мм;\ l_{2-3} = \frac{3000}{0{,}992} = 3025\ мм;$$
$$l_{A-4} = \frac{2800}{\cos\beta} = \frac{2800}{0{,}936} = 2990\ м;$$
$$l_{2-4} = 1800 - 3000\operatorname{tg}\alpha = 1800 - 3000 \times 0{,}129 = 1413\ мм.$$

Определение расчетных усилий в элементах фермы от эксплуатационных нагрузок

Опорная реакция $R_A = 3510 + 9840 + 770 \times 0{,}5 = 13\,685$ *кг*.

Для определения продольного усилия H в горизонтальном элементе нижнего пояса фермы находим сумму моментов внешних и внутренних сил, приложенных к левой половине фермы, относительно узла *3* (рис. 2.17):

$$13\,685 \times 5{,}80 - 3510 \times 4{,}50 - - 9840 \times 3{,}0 - H \times 1{,}80 = 0,$$

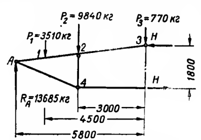


Рис. 2.17. Определение усилий в нижнем поясе фермы.

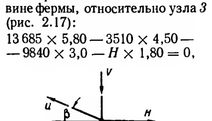


Рис. 2.18. Определение усилий в узле *4*.

откуда

$$H = \frac{34\,100}{1{,}80} = 18\,900\ кг.$$

Для определения продольного усилия U в наклонном элементе нижнего пояса проектируем усилия, приложенные к узлу *4* на горизонталь (рис. 2.18).

$$U\cos\beta - H = 0,$$

откуда

$$U = \frac{H}{\cos\beta} = \frac{18\,900}{0{,}936} = 20\,400 \text{ кг}.$$

Для определения продольного усилия V в стойке фермы проектируем усилия, приложенные к узлу 4 на вертикаль

$$V - U\sin\beta = 0,$$

откуда

$$V = U \cdot \sin\beta = 20\,400 \times 0{,}351 = 7080 \text{ кг}.$$

Определяем усилия в верхнем поясе фермы (рис. 2.19).

Поперечные силы:

$$Q_A = R_A\cos\alpha - U\sin\gamma = 13\,685 \times 0{,}992 - 20\,400 \times 0{,}467 = 4040 \text{ кг};$$

$$Q_1^{пр} = Q_A - P_1\cos\alpha = 4040 - 3510 \times 0{,}992 = 560 \text{ кг};$$

$$Q_2^{пр} = Q_1^{пр} - (P_2 - V)\cos\alpha = 560 - (9840 - 7080)\,0{,}992 = 2180 \text{ кг}.$$

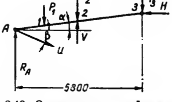


Рис. 2.19. Определение усилий в верхнем поясе фермы.

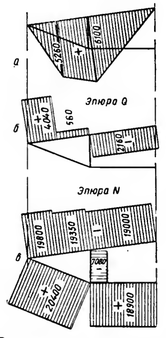


Рис. 2.20. Эпюры расчетных усилий в элементах фермы:
а — эпюра изгибающих моментов; б — эпюра поперечных сил; в — эпюра продольных сил.

Продольные силы:

$$N_A = R_A\sin\alpha + U\cos\gamma = 13\,685 \times 0{,}127 + 20\,400 \times 0{,}884 = 19\,800 \text{ кг};$$

$$N_1^{пр} = N_A - P_1\sin\alpha = 19\,800 - 3510 \times 0{,}127 = 19\,350 \text{ кг};$$

$$N_2^{пр} = N_1^{пр} - (P_2 - V)\sin\alpha = 19\,350 - (9840 - 7080)\,0{,}127 = 19\,000 \text{ кг}.$$

Изгибающие моменты:

$$M_1 = Q_A \times 1{,}30 = 4040 \times 1{,}30 = 5260 \text{ кгм};$$

$$M_2 = Q_A \cdot 2{,}80 - P_1\cos\alpha \cdot 1{,}50 = 4040 \times 2{,}80 - 3510 \times 0{,}992 \times 1{,}50 = 6100 \text{ кгм}.$$

Для контроля вычислений определяем момент в узле 3

$$M_3 = Q_A \cdot 5{,}80 - P_1\cos\alpha \cdot 4{,}50 - (P_2 - V)\cos\alpha \cdot 3{,}00 = 4040 \times 5{,}80 - 3510 \times 0{,}992 \times 4{,}50 - (9840 - 7080) \times 0{,}992 \times 3{,}00 = 23\,400 - 23\,800 \approx 0.$$

Эпюры расчетных изгибающих моментов, поперечных и продольных сил в элементах фермы от расчетных эксплуатационных нагрузок, показаны на рис. 2.20.

Определение усилий, возникающих при монтаже

Сборка фермы производится в вертикальном положении на строительной площадке. Подъем фермы производится захватом за петли, выпускаемые из ее верхнего пояса. Расчетная схема фермы и схема нагрузок при подъеме фермы (монтаже) показаны на рис. 2.21.

Петли для подъема фермы расположены по обе стороны от конькового узла на расстоянии 3250 *мм* от него и находятся несколько выше центра тяжести фермы.

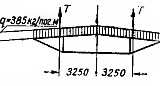


Рис. 2.21. Расчетная схема фермы и схема нагрузок при подъеме.

Места для петель выбраны так, чтобы при подъеме фермы в гибком нижнем поясе возникали только растягивающие усилия и было обеспечено устойчивое вертикальное положение фермы.

Нагрузка на ферму при монтаже состоит только из собственного веса фермы с коэффициентом перегрузки $n = 1{,}1$ и коэффициентом динамичности 1,5

$$q = 233 \times 1{,}1 \times 1{,}5 = 385 \text{ кг/пог. м}.$$

Вертикальные усилия, передаваемые на петли при подъеме фермы

$$T = 385 \times 6{,}0 = 2310 \text{ кг}.$$

Продольное усилие H в горизонтальном элементе нижнего пояса

$$H = \frac{2310 \times 3{,}25 - 385 \times 6{,}0^2 \times 0{,}5}{1{,}80} = 322 \text{ кг}.$$

Продольное усилие U в наклонном элементе нижнего пояса

$$U = \frac{322}{0{,}936} = 344 \text{ кг}.$$

Продольное усилие V в стойке фермы

$$V = 344 \times 0{,}351 = 121 \text{ кг}.$$

Рис. 2.22. Определение усилий в верхнем поясе фермы при подъеме.

Определяем усилия в верхнем поясе фермы (рис. 2.22). Для определения верхней продольной арматуры в верхнем поясе фермы достаточно определить только наибольший отрицательный изгибающий момент, возникающий в сечении *2—2*.

Поперечные и продольные силы не определяем, так как они незначительны по величине и поэтому не имеют практического значения при подборе сечения арматуры в верхнем поясе.

Изгибающий момент в сечении *2—2*

$$M_2 = -344 \times 0{,}467 \times 2{,}75 - 385 \times 2{,}75^2 \times 0{,}5 = -1900 \text{ кгм}.$$

Подбор сечений элементов фермы

Верхний пояс фермы.

Верхний пояс имеет тавровое поперечное сечение с полкой сверху. Размеры сечения показаны на рис. 2.23.

Расчет продольной арматуры. Продольную арматуру рассчитываем на наибольшие усилия, возникающие в сечении *2—2*.

Учитываются усилия, возиикающие в сечеиии 2—2 от эксплуатационных нагрузок и при подъеме фермы иа моитаже.

Расчет иа усилия от эксплуатациоииых нагрузок

$$M = 6100\ кгм \text{ и } N = 19\,350\ кг.$$

Проверяем необходимость учета продольного изгиба при расчете сечения на виецеитреииое сжатие.

Определяем гибкость верхнего пояса в плоскости фермы.

Статический момеит сечеиия отиосительио оси $X—X$ (рис. 2.23)

$$S_x = 35 \times 10 \times 22{,}5 = 7780\ см^3.$$

Площадь сечеиия

$$F = 35 \times 10 + 30 \times 10 = 650\ см^2.$$

Положение центра тяжести

$$y = \frac{S_x}{F} = \frac{7780}{650} = 12{,}1\ см.$$

Рис. 2.23. Сечение верхнего пояса фермы.

Момент ииерции сечеиия относительно оси $O—O$, проходящей через центр тяжести.

$$J_0 = \frac{1}{3}(30 \times 17{,}1^3 - 20 \times 7{,}1^3 + 10 \times 27{,}9^3) = 120\,000\ см^4.$$

Радиус ииерции сечеиия

$$r = \sqrt{\frac{J_0}{F}} = \sqrt{\frac{120\,000}{650}} = 13{,}6.$$

Расчетная длииа верхнего пояса в плоскости фермы

$$l_0 = l_{2-3} = 302{,}5\ см.$$

Гибкость верхиего пояса в плоскости фермы

$$\lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{302{,}5}{13{,}6} = 22{,}2 < 35.$$

Следовательио, влияние продольиого изгиба при расчете сечения иа виецеитреииое сжатие может ие учитываться.

Определяем расчетный тип таврового сечеиия.

Эксцентриситет продольиой силы

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{610\,000}{19\,350} = 31{,}5\ см.$$

Расстояиие от центра тяжести сечеиия арматуры F_a до точки приложеиия силы N

$$e = 31{,}5 + 27{,}9 - 3{,}5 = 55{,}9\ см.$$

Определяем положение иейтральиой оси при виецеитреиием сжатии проверкой иеравеиства

$$mR_u b_n h_n \left(h_0 - \frac{h_n}{2}\right) > Ne,$$

$$1{,}0 \times 170 \times 30 \times 10\left(41{,}5 - \frac{10}{2}\right) = 1\,860\,000 > 19\,350 \times 55{,}9 =$$
$$= 1\,080\,000\ кгсм.$$

Соблюдение неравенства означает, что нейтральная ось проходит виутри полки таврового сечения.

Таким образом, тавровое сечение может рассчитываться как прямоугольное шириной $b_п = 30$ *см*

Выполнеиие неравенства означает также, что сжатая арматура по расчету ие требуется.

Определяем сечение растяиутой арматуры $F_а$ с помощью табл. 1.34

$$A_0 = \frac{Ne}{mb_п h_0^2 R_и} = \frac{19\,350 \times 55{,}9}{1{,}0 \times 30 \times 41{,}5^2 \times 170} = 0{,}123.$$

По табл. 1.34 при $A_0 = 0{,}123$ находим $\gamma_0 = 0{,}934$.

Так как $A_0 = 0{,}123 < 2\delta'(1 - \delta') = 2\frac{3{,}5}{41{,}5}\left(1 - \frac{3{,}5}{41{,}5}\right) = 0{,}154$, то при определении $F_а$ невыгодно учитывать арматуру $F'_а$.

Сечение арматуры $F_а$ определяем по формуле

$$F_а = \frac{N}{mm_а R_а}\left(\frac{e}{\gamma_0 h_0} - 1\right) = \frac{19\,350}{1{,}0 \times 1{,}0 \times 2400}\left(\frac{55{,}9}{0{,}934 \times 41{,}5} - 1\right) = 3{,}56\ см^2.$$

Принимаем нижнюю продольную арматуру в сечении из 2N16 $F_а = 4{,}02$ *см*².

Расчет иа усилия при подъеме фермы на моитаже ($M = -1900$ *кгм*). При действии отрицательного изгибающего момента полка таврового сечения находится в растянутой зоие, поэтому сечение рассчитывается как прямоугольное шириной $b = 10$ *см*.

$$A_0 = \frac{M}{mbh_0^2 R_и} = \frac{190\,000}{1{,}0 \times 10 \times 41{,}5^2 \times 170} = 0{,}085.$$

По табл. 1.34 при $A_0 = 0{,}085$ находим $\gamma_0 = 0{,}955$.

Так как $\gamma_0 = 0{,}955 > (h_0 - a') : h_0 = 0{,}915$, то и в данном случае невыгодно учитывать наличие сжатой арматуры в сечении.

Сечение арматуры определяем по формуле

$$F_а = \frac{M}{m\gamma_0 h_0 m_а R_а} = \frac{190\,000}{1{,}0 \times 0{,}955 \times 41{,}5 \times 1{,}0 \times 2400} = 2{,}0\ см^2.$$

Принимаем верхнюю продольную арматуру в сечении из 2N10, ($F_а = 1{,}57$ *см*²) и 2 ⌀ 8 *мм* ($F_а = 1{,}01$ *см*²), что дает площадь, приведенную к стали марки Ст. 5, равиую

$$F_а = 1{,}57 + 1{,}01\,\frac{1{,}0 \times 2100}{1{,}0 \times 2400} = 2{,}45\ см^2.$$

Для обеспечения прочности верхнего пояса на изгиб из плоскости фермы два более толстых стержня (2N10) ставим в плоском каркасе, армирующем полку сечения. Два других стержня (2 ⌀ 8 *мм*) образуют верхнюю арматуру в плоских каркасах ребра сечения.

Расчет поперечной арматуры ребра. Проверяем условие (1.114)

$$mR_р bh_0 = 1{,}0 \times 10{,}5 \times 10 \times 41{,}5 = 4360\ кг > Q_{max} = 4040\ кг.$$

Так как условие соблюдено, то поперечиая арматура ставится только по конструктивиым соображениям. Прииимаем поперечные стержни из холодиотянутой проволоки $d = 5$ *мм* с расстоянием между ними по длине элемента $a_х = 200$ *мм*.

Отметим, что условие (1.114) справедливо только для проверки прочности наклонных сечений по поперечной силе в изгибаемых элементах, однако соблюдение условия (1.114) для внецентренно сжатых элементов идет в запас прочности.

Стойка фермы

Стойка имеет прямоугольное сечение 10×30 *см* (рис. 2.24).

Армирование выполняется вязаным каркасом. Продольные стержни принимаются из горячекатаной стали периодического профиля марки Ст. 5, хомуты — из холоднотянутой проволоки.

Стойка рассчитывается на центральное сжатие при наибольшем продольном усилии

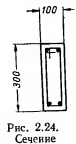


Рис. 2.24. Сечение стойки фермы.

$$N = 7080 \text{ кг}.$$

Расчетная длина стойки

$$l_0 = l_{2-4} = 141{,}3 \text{ см}.$$

Гибкость стойки

$$\lambda = \frac{l_0}{b} = \frac{141{,}3}{10} = 14{,}13 \cong 14.$$

Следовательно, влияние гибкости при расчете сечения на центральное сжатие может не учитываться.

Сечение продольной арматуры определяем по формуле

$$F_a = \frac{N - mR_{\text{пр}}F_б}{mm_aR_a} = \frac{7080 - 1{,}0 \times 140 \times 10 \times 30}{1{,}0 \times 1{,}0 \times 2400} < 0.$$

Арматура по расчету не требуется. Ставим конструктивно продольную арматуру из 4N12.

Хомуты принимаем из холоднотянутой проволоки

$$d = 5 \text{ мм с шагом } a_x = 150 \text{ мм}.$$

Нижний пояс фермы

Нижний растянутый пояс принимается по всей длине постоянного сечения из двух прокатных уголков 50×6 *мм*:

$$F = 11{,}38 \text{ см}^2, \quad r = 1{,}52 \text{ см}.$$

Проверяем гибкость нижнего пояса

$$\lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{600}{1{,}52} = 395 < 400.$$

Гибкость нижнего пояса не превышает предельной величины гибкости для растянутых элементов ферм.

Проверяем прочность нижнего пояса фермы на центральное растяжение

$$mRF_{\text{нт}} = 1{,}0 \times 2100 \times 11{,}38 = 23\,900 \text{ кг} > N_{\max} = 20\,400 \text{ кг}.$$

Прочность нижнего пояса достаточна.

Конструкция шпренгельной фермы показана на рис. 2.25 (см. вклейку на стр. 276).

IV. СБОРНАЯ МНОГОПУСТОТНАЯ ПАНЕЛЬ ДЛЯ ПЕРЕКРЫТИЯ

ДАННЫЕ ДЛЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

Требуется рассчитать и законструировать сборную многопустотную панель для междуэтажного перекрытня гражданского здания. Расчетный пролет панелн $l = 3{,}46$ *м*.

Принятые размеры н форму панели см. на рис. 2.27.

Панели нзготавлнваются из бетона маркн 200.

Армированне выполняется сварнымн сеткамн нз холоднотянутой проволоки.

Изготовленне панелей предполагается заводское с снстематнческой проверкой их прочности н жесткости, а также прочности бетона и арматуры.

Общнй коэффнциент условнй работы панелн $m = 1{,}1$.

Расчетные сопротнвлення матерналов, модули упругостн н коэффициенты условнй работы арматуры:

для бетона маркн 200

$$R_н = 100\ кг/см^2,\ R_р = 6{,}4\ кг/см^2,\ E_б^н = 2{,}9 \times 10^5\ кг/см^2;$$

для холоднотянутой проволокн прн $d \leqslant 5{,}5$ *мм*

$$R_а = 4500\ кг/см^2,\ m_а = 0{,}65,\ E_а = 2{,}1 \cdot 10^6\ кг/см^2.$$

Коэффнцненты перегрузки:

для собственного веса конструкций $n = 1{,}1$

» полезиой иагрузки иа перекрытии $n = 1{,}3$

ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАГРУЗОК

Постоянная нагрузка состоит из собственного веса панелн и веса пола н составляет 0,40 *т/м*²; временная нагрузка составляет 0,30 *т/м*².

Полная расчетная нагрузка на 1 *пог. м* панели с учетом коэффнциентов перегрузкн при расстояннн между осями смежных панелей 0,8 *м*

$$q = (0{,}40 \times 1{,}1 + 0{,}30 \times 1{,}3)\,0{,}8 = 0{,}66\ т/пог.\ м.$$

РАСЧЕТ ПАНЕЛИ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

Определение расчетных усилий

Расчетная схема панелн и схема нагрузкн показана на рнс. 2.26.

Изгибающий момент в середнне пролета

$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{0{,}66 \times 3{,}46^2}{8} = 0{,}99\ тм.$$

Поперечная сила на опоре

$$Q = \frac{ql}{2} = \frac{0{,}66 \times 3{,}46}{2} = 1{,}14\ т.$$

Рнс. 2.26. Расчетная схема панели и схема нагрузкн.

Подбор сечений арматуры

Панель армнруется двумя сварнымн сетками из холоднотянутой проволоки.

Расчету подлежнт только продольная растянутая арматура ннжней сеткн; все остальные стержнн ставятся по конструктивным соображенням.

Размеры сечения панели: полная ширина $b_п = 77,5$ *см*; высота $h = 22,0$ *см*.

Суммарная толщина стенок между отверстиями посредине высоты отверстий $b = 2,0 \times 2 + 3,8 \times 3 = 15,4$ *см*; полезная высота сечеиия $h_0 = 22,0 - 2,2 = 19,8$ *см*.

Расчет продольной растянутой арматуры

Рассматривая многопустотное поперечное сечение панели как прямоугольное в предположении, что нейтральная ось сечения при изгибе проходит выше очертания круглых отверстий, т. е. $x < 3,5$ *см*, находим

$$A_0 = \frac{M}{mb_п h_0^2 R_и} = \frac{99\,000}{1,1 \times 77,5 \times 19,8^2 \times 100} = 0,030.$$

По табл. 1.34 при $A_0 = 0,030$ находим $\alpha = 0,03$ и $\gamma_0 = 0,985$.

Высота сжатой зоны сечения

$$x = \alpha h_0 = 0,03 \times 19,8 = 0,60 \text{ см} < 3,5 \text{ см}.$$

Таким образом, сделанное предположение в отношении нейтральной оси подтверждается расчетом.

Площадь сечения арматуры

$$F_а = \frac{M}{m\gamma_0 h_0 m_а R_а} = \frac{99\,000}{1,1 \times 0,985 \times 19,8 \times 0,65 \times 4500} = 1,73 \text{ см}^2.$$

Принимаем продольиую арматуру нижней сетки из $10 \varnothing 5$ *мм*, $F_а = 1,96$ *см*^{2}.

Поперечную арматуру сетки принимаем из стержней $d = 4$ *мм* при расстоянии между ними 200 *мм*.

Для улучшения анкеровки продольных растянутых стержней сетки на опорах к ним по концам привариваются по два стержня.

Арматура верхней сетки принимается: продольная из $5 \varnothing 5$ *мм*, $F_а = 0,98$ *см*^{2}, поперечная из стержней $\varnothing 4$ *мм* при расстояиии между ними 300 *мм*.

Расчет поперечной вертикальной арматуры

Проверяем условие (1.114)

$$mR_р bh_0 = 1,1 \times 6,4 \times 15,4 \times 19,8 = 2150 \text{ кг} > Q = 1140 \text{ кг}.$$

Так как условие (1.114) соблюдено, то поперечная вертикальиая арматура в панели не ставится.

Проверка несущей способности панели на усилия при перевозке и монтаже не производится, так как она при перевозке и монтаже сохраняет рабочее положение.

Армирование панели показано на рис. 2.27.

РАСЧЕТ ПАНЕЛИ ПО ДЕФОРМАЦИЯМ

Расчет по деформациям заключается в определении прогиба панели от нормативной нагрузки.

Для определения жесткости панели многопустотное сечение заменяем эквивалентным двутавровым (рис. 2.28), имеющим одинаковые с ним общую высоту и ширину, положение центра тяжести, плошадь и момент

инерции. Для этого можно круглые отверстия в сечении панели заменить прямоугольными шириной

$$b_1 = 0{,}908d = 0{,}908 \times 15{,}5 = 14{,}1 \text{ см}$$

и высотой

$$h_1 = 0{,}865d = 0{,}865 \times 15{,}5 = 13{,}4 \text{ см}.$$

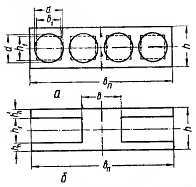


Рис. 2.28. Поперечные сечения панели:
а — действительное; *б* — эквивалентное.

В результате получим следующие размеры эквивалентного двутаврового сечения:

ширина полок $b_п = b'_п = 77{,}5$ *см*;
ширина ребра $b = 77{,}5 - 14{,}1 \times \times 4 = 21{,}1$ *см*;
высота сечения $h = 22{,}0$ *см*;

толщины полок:

$$h_п = 3{,}0 + \frac{15{,}5 - 13{,}4}{2} = 4{,}05 \text{ см}$$

и

$$h'_п = 3{,}5 + \frac{15{,}5 - 13{,}4}{2} = 4{,}55 \text{ см}.$$

Жесткость панели определяем с помощью табл. 1.54 и 1.55. Величины табличных параметров:

$$\alpha = 3\frac{F_а}{bh_0}\frac{E_а}{E_б} = 3\frac{1{,}96}{21{,}1 \times 19{,}8}\cdot\frac{2{,}1 \times 10^6}{2{,}9 \times 10^5} = 0{,}10;$$

$$\gamma' = \frac{(b'_п - b)\,h'_п}{bh_0} = \frac{(77{,}5 - 21{,}1)\,4{,}55}{21{,}1 \times 19{,}8} = 0{,}61;$$

$$\gamma_1 = \frac{(b_п - b)\,h_п}{bh_0} = \frac{(77{,}5 - 21{,}1)\,4{,}05}{21{,}1 \times 19{,}8} = 0{,}55.$$

По табл. 1.55 при $\alpha = 0{,}10$ и $\gamma' = 0{,}61$ находим:

$$\xi_{ср} = 0{,}12; \quad \eta = 0{,}95; \quad c = 0{,}83.$$

Так как $\xi_{ср} = 0{,}12 < \frac{4{,}55}{19{,}8} = 0{,}23$, то требуется перерасчет значений η и c.

Определяем новое значение γ' по формуле

$$\gamma' = \frac{(b'_п - b)\,\xi_{ср}}{b} = \frac{(77{,}5 - 21{,}1)\,0{,}12}{21{,}1} = 0{,}32.$$

По табл. 1.55 при $\alpha = 0{,}10$ и $\gamma' = 0{,}32$ находим:

$$\xi_{ср} = 0{,}17; \quad \eta = 0{,}93; \quad c = 0{,}78.$$

Так как полученные и предварительно принятые значения $\xi_{ср}$ близки по величине ($0{,}12 \approx 0{,}17$), то перерасчета не делаем.

Определяем значение коэффициента ψ.

Для этого определяем изгибающий момент в середине пролета панели от полной нормативной нагрузки и напряжение в растянутой арматуре.

Длительно действующая нормативная нагрузка на 1 *пог/м* панели, состоящая для гражданских зданий только из постоянной нормативной нагрузки,

$$g^н = 0{,}40 \times 0{,}8 = 0{,}32 \text{ т/пог. м}.$$

Кратковременно действующая нормативная нагрузка на 1 *пог. м* панели

$$p^{\text{н}} = 0{,}30 \times 0{,}8 = 0{,}24 \ m/пог.м.$$

Полная нормативная нагрузка на 1 *пог. м* панели

$$q^{\text{н}} = g^{\text{н}} + p^{\text{н}} = 0{,}32 + 0{,}24 = 0{,}56 \ m/пог. \ м.$$

Изгибающий момент в середине пролета от нормативной нагрузки

$$M^{\text{н}} = \frac{q^{\text{н}} l^2}{8} = \frac{0{,}56 \times 3{,}46^2}{8} = 0{,}84 \ тм.$$

Напряжение в арматуре

$$\sigma_{\text{а}} = \frac{M^{\text{н}}}{F_{\text{а}} \eta h_0} = \frac{84\,000}{1{,}96 \times 0{,}93 \times 19{,}8} = 2330 \ кг/см^2.$$

По табл. 1.54 при $\alpha = 0{,}10$, $\sigma_{\text{а}} = 2330 \ кг/см^2$ и $\gamma_1 = 0{,}55$ находим

$$\psi = 0{,}40.$$

Жесткость панели при кратковременном действии нагрузки с учетом коэффициента 1,2 для пустотных панелей

$$B_{\text{кр}} = 1{,}2 \frac{E_{\text{а}}}{\psi} F_{\text{а}} c h_0^2 = 1{,}2 \frac{2{,}1 \times 10^6}{0{,}40} \times 1{,}96 \times 0{,}78 \times 19{,}8^2 = 37{,}8 \times 10^8 \ кгсм^2.$$

Жесткость панели при длительном действии нагрузки при $\theta = 2{,}0$ (для двутавровых сечений)

$$B = B_{\text{кр}} \frac{q^{\text{н}}}{q^{\text{н}}\theta + p^{\text{н}}} = 37{,}8 \times 10^8 \frac{0{,}56}{0{,}32 \times 2{,}0 + 0{,}24} = 24{,}0 \times 10^8 \ кгсм^2.$$

Прогиб панели при длительном действии нагрузки

$$f = \frac{5}{384} \frac{q^{\text{н}} l^4}{B} = \frac{5}{384} \frac{5{,}6 \times 346^4}{24{,}0 \times 10^8} = 0{,}435 \ см.$$

Относительная величина прогиба

$$\frac{f}{l} = \frac{0{,}435}{346} = \frac{1}{800} < \frac{1}{200}.$$

Таким образом, жесткость панели достаточна.

V. СБОРНАЯ РЕБРИСТАЯ ПАНЕЛЬ ДЛЯ ПЕРЕКРЫТИЯ

ДАННЫЕ ДЛЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

Требуется рассчитать и законструировать сборную ребристую панель для междуэтажного перекрытия гражданского здания. Расчетный пролет панели $l = 5{,}26$ *м*.

Принятые размеры и форма панели показаны на рис. 2.30.

Панели изготавливаются из бетона марки 200.

Армирование выполняется сварными сетками и плоскими сварными каркасами из холоднотянутой проволоки и из горячекатаной стали периодического профиля марки Ст. 5.

Изготовление панелей предполагается заводское с систематической проверкой их прочности и жесткости, а также прочности бетона и арматуры.

Общнй коэффицнент условий работы панели $m = 1,1$.

Расчетные сопротивлення матерналов, модулн упругостн и коэффицненты условнй работы арматуры:

для бетона марки 200 — $R_{и} = 100$ *кг/см²*, $R_{р} = 6,4$ *кг/см²*, $E_{б}^{н} = 2,9 \cdot 10^{5}$ *кг/см²*;

для холоднотянутой проволоки прн $d \leqslant 5,5$ *мм* — $R_{а} = 4500$ *кг/см²*, $m_{а} = 0,65$, $m_{н} = 0,7$;

для Ст. 5 — $R_{а} = 2400$ *кг/см²*, $m_{а} = 1,0$; $E_{а} = 2,1 \cdot 10^{6}$ *кг/см²*.

Коэффицненты перегрузкн:

для собственного веса коиструкцни $n = 1,1$
» полезиой иагрузки иа перекрытии $n = 1,2$

ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАГРУЗОК

Постоянная нагрузка состоит нз собственного веса панели и веса пола н составляет 0,30 *т/м²*; временная нагрузка составляет 0,40 *т/м²*.

Полная расчетная нагрузка на 1 *пог. м* панели при расстоянии между осями смежных панелей 0,8 *м*

$$q = (0,30 \times 1,1 + 0,40 \times 1,2)\,0,8 = 0,65 \text{ т/пог. м}.$$

РАСЧЕТ ПАНЕЛИ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

Плнта н поперечные ребра панелн армнруются конструктнвно, так как уснлня в ннх невелнкн. Панель рассчнтывается только в продольном направленнн, как свободнолежащая балка с корытообразным поперечным сеченнем.

Определение расчетных усилий

Расчетная схема панелн н схема нагрузкн показаны на рис. 2.29.

Изгнбающнй момент в середине пролета

$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{0,65 \times 5,26^2}{8} = 2,33 \text{ тм};$$

поперечная снла на опоре

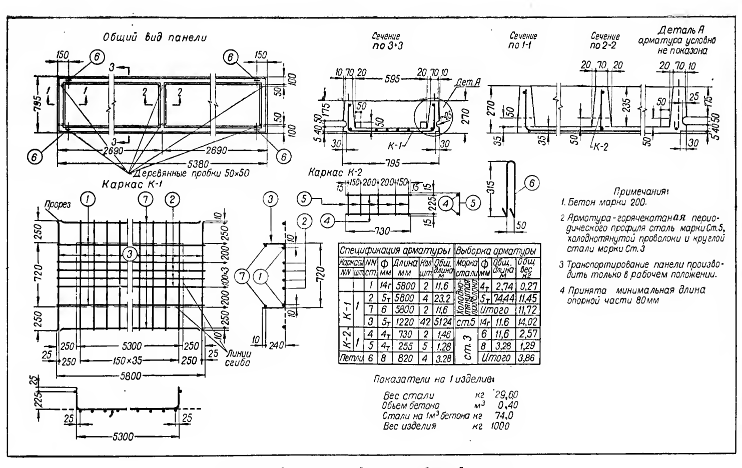
$$Q = \frac{ql}{2} = \frac{0,65 \times 5,26}{2} = 1,71 \text{ т}.$$

Рнс. 2.29. Расчетная схема паиели и схема нагрузки.

Подбор сечений арматуры

Плита панели, поперечные н продольные ребра по контуру панели армируются одной корытообразной сварной сеткой (рнс. 2.30). Два продольных стержня сетки, образующнх растянутую арматуру продольных ребер принимаются из горячекатаной сталн периодического профиля марки Ст. 5, остальные стержни принимаются нз холоднотянутой проволоки.

Корытообразное сечение панели с плнтой в растянутой зоне в расчете рассматривается по форме сечений продольных ребер, как трапецевидное.



Спецификация арматуры

Каркасы NN	шт	NN ст.	Ф мм	Длина мм	Кол шт	Общ. длина м
К-1	1	1	14г	5800	2	11,6
		2	5т	5800	4	23,2
		7	6	5800	2	11,6
		3	5т	1220	42	5124
К-2	1	4	4т	730	2	1,46
		5	4т	255	5	1,28
Петли		6	8	820	4	3.28

Выборка арматуры

Марка стали	Ф мм	Общ. длина м	Общ вес кг
Холоднотянутая проволока	4т	2,74	0,27
	5т	74,44	11,45
	Итого		11,72
ст.5	14г	11.6	14,02
ст.3	6	11,6	2,57
	8	3,28	1,29
	Итого		3,86

Рис. 2.30. Конструктивный чертеж ребристой панели.

Размеры расчетного сечения панели:

полезная высота $h_0 = 27{,}0 - 2{,}6 = 24{,}4$ *см*;

ширина сечения ребер вверху $b_в = 7{,}0 + 7{,}0 = 14{,}0$ *см*;

ширина сечения ребер внизу (в уровне расположения растянутой арматуры) $b_н = 10{,}0 + 10{,}0 = 20{,}0$ *см*;

средняя ширина ребер $b = \frac{14{,}0 + 20{,}0}{2} = 17{,}0$ *см*.

Расчет продольной арматуры

Для расчета пользуемся табл. 1.36

$$n = \frac{b_в}{b_н} = \frac{14{,}0}{20{,}0} = 0{,}70,$$

$$A_0 = \frac{M}{mb_н h_0^2 R_и} = \frac{233\,000}{1{,}1 \times 20 \times 24{,}4^2 \times 100} = 0{,}179.$$

По табл. 1.36 находим

$$\alpha = 0{,}21.$$

Площадь сечения арматуры

$$F_а = \alpha b_н h_0 \frac{R_и}{m_1 R_а} = 0{,}21 \times 20{,}0 \times 24{,}4 \frac{100}{1{,}1 \cdot 2400} = 3{,}88\ см^2.$$

Принимаем продольную арматуру из 2N14 ($F_а = 3{,}08$ *см²*) и 4 ∅ 5 *мм* ($F_а = 0{,}78$ *см²*), что дает приведенную к стали марки Ст. 5 площадь, равную

$$F_а = 3{,}08 + 0{,}78 \frac{0{,}65 \times 4500}{1{,}0 \times 2400} = 4{,}03\ см^2.$$

Расчет поперечной арматуры ребер панели

Проверяем условие (1.114)

$$mR_р bh_0 = 1{,}1 \times 6{,}4 \times 17{,}0 \times 24{,}4 = 2920\ кг > Q = 1710\ кг.$$

Так как условие (1.114) соблюдено, то поперечная арматура ребер ставится конструктивно. Поперечная арматура ребер образуется из поперечной арматуры сетки из стержней $d = 5$ *мм* через 150 *мм*.

Среднее поперечное ребро панели армируется конструктивно одним плоским сварным каркасом из холоднотянутой проволоки $d = 4{,}0$ *мм*.

Проверка несущей способности панели на усилия при перевозке и монтаже не производится, так как при этом сохраняется рабочее положение панели.

При перевозке панель укладывается в рабочем положении на подкладки, располагаемые по концам ее. Подъем панели на монтаже производится захватом за петли, выпускаемые у ее концов.

РАСЧЕТ ПАНЕЛИ ПО ДЕФОРМАЦИЯМ

Расчет панели по деформациям заключается в определении прогиба панели от нормативной нагрузки.

Для определения жесткости панели корытообразное сечение рассматривается как тавровое сечение с полкой в растянутой зоне.

Размеры сечения растянутой полки:

ширина $b_п = 79{,}5$ *см*; толщина $h_п = 3{,}5$ *см*.

Жесткость панели определяем с помощью табл. 1.53 и 1.55.

Величины табличых параметров:

$$\alpha = 3\frac{F_a}{bh_0}\frac{E_a}{E_б} = 3\frac{3,08+0,78}{17,0\times 24,4}\,\frac{2,1\times 10^6}{2,9\times 10^5} = 0,20;$$

$$\gamma_1 = \frac{(b_п - b)\,h_п}{bh_0} = \frac{(79,5-17,0)\,3,5}{17,0\times 24,4} = 0,53.$$

По табл. 1.55 при $\alpha = 0,20$ и $\gamma' = 0$ находим:

$$\eta = 0,82 \text{ и } c = 0,52.$$

Определяем значение ψ.

Для этого определяем изгибающий момент в середине пролета панели от полной нормативной нагрузки и напряжение в растянутой арматуре.

Длительно действующая нормативная нагрузка на 1 *пог. м* панели для гражданских зданий состоит только из постоянной нагрузки

$$g^н = 0,30\times 0,8 = 0,24 \ т/пог.\ м.$$

Кратковременно действующая нормативная нагрузка на 1 *пог. м* панели

$$p^н = 0,40\times 0,8 = 0,32 \ т/пог.\ м.$$

Полная нормативная нагрузка на 1 *пог. м* панели

$$q^н = g^н + p^н = 0,24 + 0,32 = 0,56 \ т/пог.\ м.$$

Изгибающий момент в середине пролета от нормативной нагрузки

$$M^н = \frac{q^н l^2}{8} = \frac{0,56\times 5,26^2}{8} = 1,94 \ тм.$$

Напряжение в арматуре

$$\sigma_a = \frac{M^н}{F_a\eta h_0} = \frac{194\,000}{(3,08+0,78)\,0,82\cdot 27,4} = 2230 \ кг/см^2.$$

По табл. 1.53 при $\alpha = 0,20$, $\sigma_a = 2230$ *кг/см²* и $\gamma_1 = 0,53$ находим

$$\psi = 0,45.$$

Жесткость панели при кратковременном действии нагрузки

$$B_{кр} = \frac{E_a}{\psi}F_a c h_0^2 = \frac{2,1\times 10^6}{0,45}(3,08+0,78)\,0,52\times 24,4^2 = 55,8\times 10^8 \ кг/см^2.$$

Жесткость панели при длительном действии нагрузки при $\theta = 2,5$ (для тавровых сечений с полкой в растянутой зоне)

$$B = B_{кр}\frac{q^н}{g^н\theta + p^н} = 55,8\times 10^8\,\frac{0,56}{0,24\times 2,5+0,32} = 34,0\times 10^8 \ кг/см^2.$$

Прогиб панели при длительном действии нагрузки

$$f = \frac{5}{384}\frac{q^н l^4}{B} = \frac{5}{384}\,\frac{5,6\times 526^4}{34,00\times 10^8} = 1,65\,см.$$

Относительная величина прогиба

$$\frac{f}{l} = \frac{1,65}{526} = \frac{1}{319} < \frac{1}{200}.$$

VI. СБОРНАЯ БАЛКА ТАВРОВОГО СЕЧЕНИЯ ДЛЯ ПЕРЕКРЫТИЯ

ДАННЫЕ ДЛЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

Требуется рассчитать и законструировать сборную балку для междуэтажного перекрытия гражданского здания.

Расчетный пролет балки $l = 5{,}26$ *м*. Принятые размеры и форма балки показаны на рис. 2.32.

Балки изготавливаются из бетона марки 300.

Армирование выполняется плоскими сварными каркасами из круглой стали марки Ст. 3 и из горячекатаной стали периодического профиля марки Ст. 5.

Изготовление балок предполагается заводское с систематической проверкой их прочности и жесткости, а также прочности бетона и арматуры.

Общий коэффициент условий работы балки $m = 1{,}1$.

Расчетные сопротивления материалов, модули упругости и коэффициенты условий работы арматуры:

для бетона марки $300 - R_и = 160$ *кг/см²*, $R_р = 9{,}5$ *кг/см²*, $E_б^н = 3{,}4 \cdot 10^5$ *кг/см²*;
для Ст. $3 - R_а = 2100$ *кг/см²*, $m_а = 1{,}0$, $m_н = 0{,}8$;
для Ст. $5 - R_а = 2400$ *кг/см²*, $m_а = 1{,}0$, $E_а = 2{,}1 \cdot 10^6$ *кг/см²*.

Коэффициенты перегрузки:

для собственного веса конструкций $n = 1{,}1$
» полезной нагрузки на перекрытие $n = 1{,}2$

ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАГРУЗОК

Постоянная нагрузка состоит из собственного веса балки и веса конструкций междуэтажного перекрытия и составляет $g^н = 0{,}31$ *т/ пог. м*.

Временная нагрузка составляет $p^н = 0{,}48$ *т/пог. м*.

Полная расчетная нагрузка на балку с учетом коэффициентов перегрузки

$$q = 0{,}31 \times 1{,}1 + 0{,}48 \times 1{,}2 = 0{,}92 \text{ т/пог. м.}$$

РАСЧЕТ БАЛКИ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

Определение расчетных усилий

Расчетная схема балки и схема нагрузки показана на рис. 2.31.

Изгибающий момент в середине пролета

$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{0{,}92 \times 5{,}26^2}{8} = 3{,}19 \text{ тм.}$$

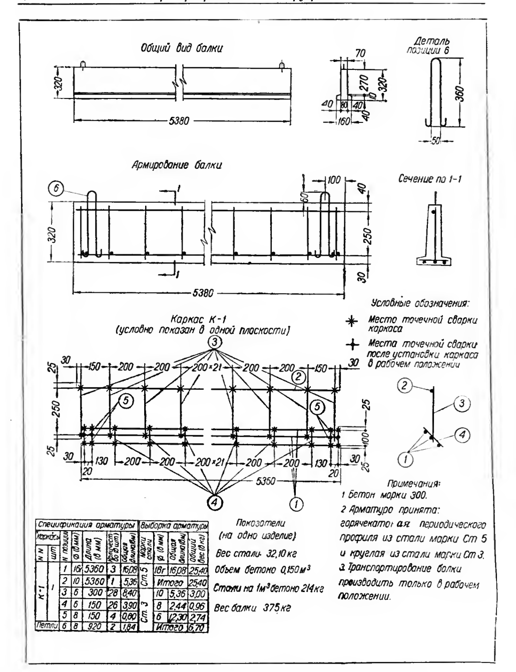
Поперечная сила на опоре

$$Q = \frac{ql}{2} = \frac{0{,}92 \times 5{,}26}{2} = 2{,}44 \text{ т.}$$

Рис. 2.31. Расчетная схема балки и схема нагрузки.

Подбор сечений арматуры

Балка армируется двумя плоскими сварными каркасами (рис. 2.32). Нижние продольные стержни принимаются из горячекатаной арматуры периодического профиля марки Ст. 5, остальные стержни каркасов из круглого проката марки Ст. 3.



Спецификация арматуры

Каркасы N N	Каркасы шт	N позиции	Ø (в мм)	Длина (в мм)	Количество (в шт)	Общая длина (в м)
К-1	1	1	16г	5360	3	16,08
		2	10	5360	1	5,36
		3	6	300	28	8,40
		4	6	150	26	3,90
		5	8	150	4	0,60
Петли		6	8	920	2	1,84

Выборка арматуры

Марки стали	Ø (в мм)	Общая длина (в м)	Общий вес (в кг)
Ст. 5	16г	16,08	25,40
	Итого		25,40
Ст. 3	10	5,36	3,00
	8	2,44	0,96
	6	12,30	2,74
	Итого		6,70

Рис. 2.32. Конструктивный чертеж балки таврового сечения.

Размеры трапецевидного сечения ребра балки:
полезная высота ребра $h_0 = 32{,}0 - 3{,}0 = 29{,}0$ *см*;
ширина сечения ребра вверху $b_в = 7{,}0$ *см*;
ширина сечения ребра в уровне расположения растянутой арматуры $b_н = 8{,}0$ *см*;

средняя ширина ребра $b = \frac{b_в + b_н}{2} = \frac{7{,}0 + 8{,}0}{2} = 7{,}5$ *см*.

Расчет продольной арматуры

Для расчета пользуемся табл. 1.36.

$$n = \frac{b_в}{b_н} = \frac{7{,}0}{8{,}0} = 0{,}88;$$

$$A_0 = \frac{M}{mb_н h_0^2 R_и} = \frac{319\,000}{1{,}1 \times 8{,}0 \times 29{,}0^2 \times 160} = 0{,}269.$$

По табл. 1.136 находим $\alpha = 0{,}33$.
Площадь сечения арматуры

$$F_а = \alpha b_н h_0 \frac{R_и}{m_а R_а} = 0{,}33 \times 8{,}0 \times 29{,}0 \frac{160}{1{,}0 \times 2400} = 5{,}10\ см^2.$$

Принимаем продольную арматуру из

$$1N16 + 2N14, \quad F_а = 2{,}01 + 3{,}08 = 5{,}09\ см^2.$$

Расчет поперечной арматуры

Проверяем условие (1.114)

$$mR_р bh_0 = 1{,}1 \times 9{,}5 \times 7{,}5 \times 29{,}0 = 2270\ кг < Q = 2440\ кг.$$

Так как условие (1.114) не соблюдено, то поперечная арматура должна быть поставлена по расчету.

Определяем усилие, передаваемое на поперечную арматуру на единицу длины балки

$$q_x = \frac{\left(\frac{Q}{m}\right)^2}{0{,}6 R_и bh_0^2} = \frac{\left(\frac{2440}{1{,}1}\right)^2}{0{,}6 \times 160 \times 7{,}5 \times 29{,}0^2} = 8{,}1\ кг/см.$$

Принимаем поперечную арматуру из стержней

$$d_x = 6{,}0\ мм\ (f_x = 0{,}28\ см^2),\ n = 1.$$

Определяем расстояние между поперечными стержнями по длине балки

$$a_x = m_а m_н \frac{R_а f_x n}{q_x} = 1{,}0 \times 0{,}8 \frac{2100 \times 0{,}283 \times 1}{8{,}1} = 58{,}7\ см.$$

Максимально допустимое расстояние между поперечными стержнями

$$u = \frac{0{,}1 mR_и bh_0^2}{Q} = \frac{0{,}1 \times 1{,}1 \times 160 \times 7{,}5 \times 29{,}0^2}{2440} = 45{,}5\ см.$$

При высоте балки менее 40 *см* должно соблюдаться условие

$$a_x \leqslant 20{,}0\ см.$$

Принимаем $a_x = 20{,}0$ *см*.

Для улучшения анкеровки растянутых стержней каркасов на опорах к ним привариваются по два совмещенных горизонтальных стержня (см. позицию *5* на рис. 2.32).

Проверка несущей способности балки на усилия при перевозке и монтаже не производится, так как при перевозке и монтаже сохраняется ее рабочее положение.

РАСЧЕТ БАЛКИ ПО ДЕФОРМАЦИЯМ

Расчет балки по деформациям заключается в определении прогиба балки от нормативной нагрузки.

Жесткость балки определяется с помощью табл. 1.53 и 1.55.

Величины табличных параметров

$$\alpha = 3\frac{F_a}{bh_0}\frac{E_a}{E_б} = 3\frac{5{,}09}{7{,}5 \times 29{,}0}\cdot\frac{2{,}1 \times 10^6}{3{,}4 \times 10^5} = 0{,}44.$$

Ширина полки $b_п = 16{,}0$ *см*;
толщина полки $h_п = 4{,}0$ *см*;

$$\gamma_1 = \frac{(b_п - b)\,h_п}{bh} = \frac{(16{,}0 - 7{,}5)\,4{,}0}{7{,}5\cdot 32{,}0} = 0{,}14.$$

По табл. 1.55 при $\alpha = 0{,}44$ и $\gamma' = 0$ находим:

$$\eta = 0{,}76;\ c = 0{,}40.$$

Изгибающий момент в середине пролета балки от нормативной нагрузки

$$M^н = \frac{q^н\cdot l^2}{8} = \frac{(0{,}31 + 0{,}48)\,5{,}26^2}{8} = 2{,}73\ тм.$$

Напряжение в арматуре

$$\sigma_a = \frac{M^н}{F_a\eta h_0} = \frac{273\,000}{5{,}09 \times 0{,}76 \times 29{,}0} = 2430\ кг/см^2.$$

При $\alpha = 0{,}44$; $\gamma_1 = 0{,}14$ и $\sigma_a = 2430$ *кг/см²* путем интерполяции по табл. 1.53 находим

$$\psi = 0{,}95.$$

Жесткость настила при кратковременном действии нагрузки

$$B_{кр} = \frac{E_a}{\psi}F_a c h_0^2 = \frac{2{,}1 \times 10^6}{0{,}95}\,5{,}09 \times 0{,}40 \times 29{,}0^2 = 3{,}79 \times 10^9\ кгсм^2.$$

Жесткость настила при длительном действии нагрузки.

Учитывая малые размеры полок в растянутой зоне, принимаем величину коэффициента снижения жесткости при длительном действии нагрузки, как для прямоугольного сечения,

$$\theta = 2{,}0.$$

В соответствии с табл. 1.51 временная нагрузка в гражданском здании не включена в состав длительно действующей нагрузки.

$$B = B_{кр}\frac{g^н + p^н}{g^н\theta + p^н} = 3{,}79 \times 10^9\,\frac{0{,}31 + 0{,}48}{0{,}31 \times 2{,}0 + 0{,}48} = 2{,}72 \times 10^9\ кгсм^2:$$

Прогиб балки при длительном действии нагрузки

$$f = \frac{5}{384}\frac{q^н l^4}{B} = \frac{5}{384}\frac{(3{,}1 + 4{,}8)\,526^4}{2{,}72 \times 10^9} = 2{,}9\ см.$$

Относительная величина прогиба

$$\frac{f}{l} = \frac{2{,}90}{526} = \frac{1}{181} \approx \frac{1}{200}.$$

VII. СБОРНЫЙ ПРОГОН ДЛЯ ПЕРЕКРЫТИЯ

ДАННЫЕ ДЛЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

Требуется рассчитать и законструировать сборный прогон для междуэтажного перекрытия жилого здания.

Принятые размеры и форма прогона показаны на рис. 2.34.

Прогоны укладываются на кирпичные стены. Расчетный пролет прогона $l = 5{,}0$ *м*.

Прогоны изготавливаются из бетона марки 300.

Армирование выполняется плоскими сварными каркасами из круглой стали марки Ст. 3 и из горячекатаной стали периодического профиля марки Ст. 5.

Изготовление прогонов предполагается заводское с систематической проверкой их прочности и жесткости, а также прочности бетона и арматуры.

Общий коэффициент условий работы прогона $m = 1{,}1$.

Расчетные сопротивления материалов, модули упругости и коэффициенты условий работы арматуры:

$$\text{для бетона марки } 300 — R_и = 160\ кг/см^2;\ R_р = 9{,}5\ кг/см^2;$$
$$\text{для Ст. } 3 — R_а = 2100\ кг/см^2;\ m_а = 1{,}0;\ m_н = 0{,}8;$$
$$\text{для Ст. } 5 — R_а = 2400\ кг/см^2;\ m_а = 1{,}0;\ m_н = 0{,}8;$$
$$E_а = 2{,}1 \times 10^6\ кг/см^2.$$

ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАГРУЗОК

Постоянная нагрузка на прогон состоит из собственного веса прогона и веса конструкций междуэтажного перекрытия и составляет

$$g^н = 1{,}6\ т/пог.\ м.$$

Временная нагрузка на прогон состоит из полезной нагрузки на перекрытие и составляет

$$p^н = 1{,}2\ т/пог.\ м.$$

Коэффициенты перегрузки приняты:

для собственного веса конструкций $n = 1{,}1$
» полезной нагрузки на перекрытии $n = 1{,}2$

Определяем полную расчетную величину нагрузки на прогон

$$q = 1{,}6 \times 1{,}1 + 1{,}2 \times 1{,}2 = 3{,}2\ т/пог.\ м.$$

РАСЧЕТ ПРОГОНА ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

Определение расчетных усилий

Расчетная схема прогона и схема нагрузок показана на рис. 2.33. Изгибающий момент в середине пролета

$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{3{,}2 \times 5{,}0^2}{8} = 10{,}0\ тм.$$

Поперечная сила на опоре

$$Q = \frac{ql}{2} = \frac{3{,}2 \times 5{,}0}{2} = 8{,}0\ т.$$

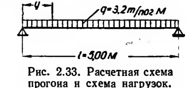


Рис. 2.33. Расчетная схема прогона и схема нагрузок.

Подбор сечения арматуры

Ребро прогона армируется двумя плоскими сварными каркасами. Нижние продольные стержни каркасов принимаются из горячекатаной арматуры периодического профиля марки Ст. 5, остальные — из круглого проката марки Ст. 3.

Полка прогона армируется (по конструктивным соображениям) одним плоским сварным каркасом из стержней $d = 6$ *мм*.

Армирование прогона показано на рис. 2.34.

Полезная высота ребра $h_0 = 45 - 6 = 39$ *см*.

Устанавливаем тип таврового сечения

$$mR_{и}b_{п}h_{п}\left(h_0 - \frac{h_{п}}{2}\right) = 1,1 \times 160 \times 25 \times 8\left(39 - \frac{8}{2}\right) = 1\,225\,000 > M = 1\,000\,000 \text{ кгсм}.$$

Следовательно, тавровое сечение прогона рассчитывается как прямоугольное шириной $b_{п} = 25$ *см*.

Расчет продольной арматуры

Расчет производим по табл. 1.34.

$$A_0 = \frac{M}{mb_{п}h_0^2R_{и}} = \frac{1\,000\,000}{1,1 \times 25 \times 39^2 \times 160} = 0,150\,.$$

По табл. 1.34 находим $\gamma_0 = 0,918$.

Площадь сечения арматуры

$$F_{а} = \frac{M}{m\gamma_0 h_0 m_{а} R_{а}} = \frac{1\,000\,000}{1,1 \times 0,918 \times 39,0 \times 1,0 \times 2400} = 10,6 \text{ см}^2.$$

Процент армирования, отнесенный к полезной площади ребра,

$$\mu\% = \frac{10,6}{10 \times 39,0}100 = 2,72\%.$$

Принимаем продольную арматуру из 2N20 + 2N18, $F_{а} = 6,28 + 5,09 = 11,37$ *см*^{2}.

Два продольных стержня N20 доводим до концов балки, а два стержня N18 обрываем в пролете.

Расстояние y от оси опоры до места теоретического обрыва стержней определяем из равенства момента в соответствующем сечении прогона от расчетных нагрузок несущей способности прогона $[M]$ с учетом оставшейся продольной арматуры, т. е. из равенства

$$\frac{ql}{2}y - \frac{qy^2}{2} = [M],$$

откуда

$$y = \frac{l}{2} - \sqrt{\frac{l^2}{4} - \frac{2[M]}{q}}\,.$$

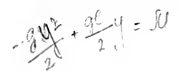
Определяем несущую способность прогона в сечении с продольной арматурой из 2N20 ($F_{а} = 6,28$ *см*^{2}).

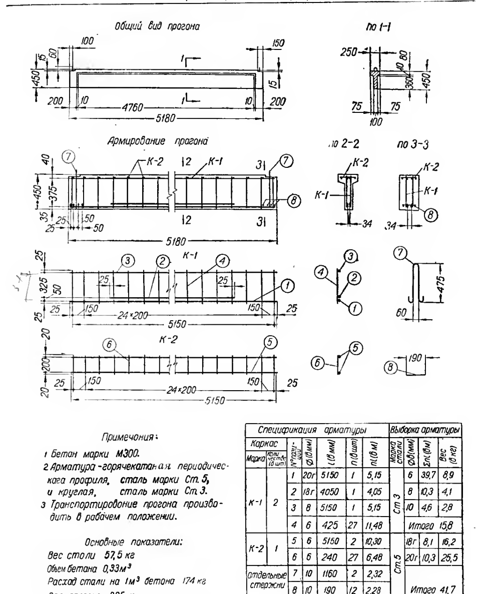
Высота сжатой зоны бетона

$$x = \frac{m_{а}R_{а}F_{а}}{b_{п}R_{и}} = \frac{1,0 \times 2400 \times 6,28}{25,0 \times 160} = 3,77 \text{ см}.$$

Полезная высота ребра

$$h_0 = 45,0 - 3,5 = 41,5 \text{ см}.$$





Спецификация арматуры							Выборка арматуры			
Каркас: Марка	Каркас: Количество (в шт)	№ позиций	Ø (в мм)	l (в мм)	n (в шт)	nl (в м)	Марка стали	Ø в (мм)	Σnl (в м)	Вес (в кг)
К-1	2	1	20г	5150	1	5,15	Ст 3	6	39,7	8,9
		2	18г	4050	1	4,05		8	10,3	4,1
		3	8	5150	1	5,15		10	4,6	2,8
		4	6	425	27	11,48		Итого 15,8		
К-2	1	5	6	5150	2	10,30	Ст.5	18г	8,1	16,2
		6	6	240	27	6,48		20г	10,3	25,5
Отдельные стержни		7	10	1160	2	2,32				
		8	10	190	12	2,28		Итого 41,7		

Рис. 2.34. Конструктивный чертеж прогона для перекрытия.

Несущая способность прогона

$$[M] = mm_{a}R_{a}F_{a}\left(h_0 - \frac{x}{2}\right) = 1{,}1 \times 1{,}0 \times 2400 \times 6{,}28\left(41{,}5 - \frac{3{,}77}{2}\right) =$$
$$= 655\,000 \ \textit{кгсм}.$$

Определяем расстояние от оси опоры до места теоретического обрыва продольных стержней

$$y = \frac{500}{2} - \sqrt{\frac{500^2}{4} - \frac{2 \times 655\,000}{32{,}0}} = 104 \ \textit{см}.$$

Расчет поперечной арматуры

Проверяем условие (1.114)

$$mR_p bh_0 = 1,1 \times 9,5 \times 10,0 \times 39,0 = 4080\ кг < Q = 8000\ кг.$$

Так как условие (1.114) не соблюдено, то поперечная арматура должна быть поставлена по расчету.

Определяем усилие, передаваемое на поперечную арматуру на единицу длины прогона,

$$q_x = \frac{\left(\frac{Q}{m}\right)^2}{0,6R_и bh_0^2} = \frac{\left(\frac{8000}{1,1}\right)^2}{0,6 \times 160 \times 10,0 \times 39,0^2} = 36,5\ кг/см.$$

Принимаем поперечную арматуру из стержней

$$d = 6,0\ мм\ (f_x = 0,283\ см^2);\ n = 2.$$

Определяем расстояние между поперечными стержнями по длине прогона

$$a_x = m_а m_н \frac{R_а f_x n}{q_x} = 1,0 \times 0,8 \frac{2100 \times 0,283 \times 2}{36,5} = 26,8\ см.$$

Максимально допустимое расстояние между поперечными стержнями

$$u = \frac{0,1mR_и bh_0^2}{Q} = \frac{0,1 \times 1,1 \times 160 \times 10,0 \times 39,0^2}{8000} = 33,2\ см,$$

$$\frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22,5\ см.$$

Принимаем $a_x = 20\ см$.

Определяем длину перепуска обрываемых продольных стержней за вертикальное сечение, в котором они не требуются по расчету, по формуле

$$w = \frac{Q}{2q_x} + 5d;$$

поперечная сила в месте теоретического обрыва стержней

$$Q = \frac{ql}{2} - qy = \frac{3,2 \times 5,0}{2} - 3,2 \times 1,04 = 4,67\ т.$$

Предельное усилие, воспринимаемое поперечными стержнями на единицу длины прогона при $m_н = 1,0$,

$$q_x = m_а m_н \frac{R_а f_x n}{a_x} = 1,0 \times 1,0 \frac{2100 \times 0,213 \times 2}{20} = 59,5\ кг/см.$$

Необходимая длина перепуска

$$w = \frac{4670}{2 \times 59,5} + 5 \times 1,8 = 48,3\ см.$$

Для улучшения анкеровки растянутых стержней каркасов на опорах к ним привариваются специальные анкерные стержни (см. рис. 2.34, позиция *8*).

Проверка несущей способности прогона на усилия при перевозке и монтаже не производится, так как при этом сохраняется рабочее положение прогона.

РАСЧЕТ ПРОГОНА ПО ДЕФОРМАЦИЯМ

Расчет прогона по деформациям заключается в определении прогиба прогона от нормативной нагрузки.

Прогиб прогона определяем по формуле

$$f = \frac{5}{384}\frac{q^{н}l^4}{B},$$

где B — жесткость, определяемая с помощью табл. 1.52 и 1.55.

Величины табличных параметров:

$$\alpha = 3\frac{F_а}{bh_0}\frac{E_а}{E_б} = 3\,\frac{11{,}37}{10 \times 39{,}0} \times \frac{2{,}1 \times 10^6}{3{,}4 \times 10^5} = 0{,}54,$$

$$\gamma' = \frac{(b'_п - b)\,h_п}{bh_0} = \frac{(25 - 10)\,8}{10 \times 39} = 0{,}31.$$

По табл. 1.55 при $\alpha = 0{,}54$ и $\gamma' = 0{,}31$ находим:

$$\xi_{ср} = 0{,}43;\ \eta = 0{,}85;\ c = 0{,}48.$$

Так как $\xi_{ср} = 0{,}43 > \frac{h'_п}{h_0} = \frac{8}{39} = 0{,}205$, то пересчета не требуется.

Изгибающий момент в прогоне от нормативной нагрузки

$$M^{н} = \frac{q^{н}l^2}{8} = \frac{(1{,}2 + 1{,}6)\,5{,}0^2}{8} = 8{,}75\ тм.$$

Напряжение в арматуре

$$\sigma_а = \frac{M^{н}}{F_а\eta h_0} = \frac{875\,000}{11{,}37 \times 0{,}85 \times 39} = 2320\ кг/см^2.$$

По табл. 1.52 при $\alpha = 0{,}54$ и $\sigma_а = 2320\ кг/см^2$ находим $\psi = 0{,}97$.

Жесткость настила при кратковременном действии нагрузки

$$B_{кр} = \frac{E_а}{\psi}F_а c h_0^2 = \frac{2{,}1 \times 10^6}{0{,}97} \times 11{,}37 \times 0{,}48 \times 39^2 =$$
$$= 18{,}0 \times 10^9\ кгсм^2.$$

Жесткость настила при длительном действии нагрузки при $\theta = 15$ (для тавровых сечений с полкой в сжатой зоне)

$$B = B_{кр}\frac{g^{н} + p^{н}}{g^{н}\theta + p^{н}} = 18{,}0 \times 10^9\,\frac{1{,}6 + 1{,}2}{1{,}6 \times 1{,}5 + 1{,}2} = 14{,}0 \times 10^9\ кгсм^2.$$

В соответствии с табл. 1.51 временная нагрузка в жилом здании не включена в состав длительно действующей нагрузки.

Прогиб прогона при длительном действии нагрузки

$$f = \frac{5}{384}\cdot\frac{28 \times 500^4}{14{,}0 \times 10^9} = 1{,}63\ см.$$

Относительная величина прогиба

$$\frac{f}{l} = \frac{1{,}63}{500} = \frac{1}{307} < \frac{1}{200};$$

жесткость прогона в соответствии с требованиями табл. 1.50 достаточна.

VIII. ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЕ МОНОЛИТНОЕ РЕБРИСТОЕ ПЕРЕКРЫТИЕ С БАЛОЧНЫМИ ПЛИТАМИ

ДАННЫЕ ДЛЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

Необходимо рассчитать и законструировать железобетонное монолитное ребристое перекрытие в промышленном здании. Схематический разрез здания показан на рис. 2.35, принятая схема балочной клетки и расположение колонн — на рис. 2.36.

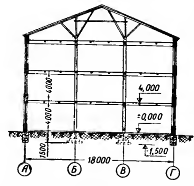


Рис. 2.35. Схематический разрез здания.

Полезная нормативная нагрузка на перекрытие 500 *кг/м²*. Расчетная нагрузка на каждую колонну нижнего этажа от вышележащих этажей: постоянная $N_п = 35$ *т*; временная $N_в = 50$ *т*. Грунты основания — суглинки; расчетное сопротивление основания $R = 2{,}0$ *кг/см²*.

Материалы: бетон для всех конструкций марки 150, арматура плит — сталь марки Ст. 3 или холоднотянутая проволока; арматура балок, колонн и фундаментов — горячекатаная периодического профиля из стали марки Ст. 5 и гладкая из стали марки Ст. 3.

Расчетные сопротивления бетона принимаем по табл. 1.23, строка Б: $R_и = 80$ *кг/см²*; $R_р = 5{,}2$ *кг/см²*; $R_{пр} = 65$ *кг/см²*. Расчетные сопротивления арматуры:

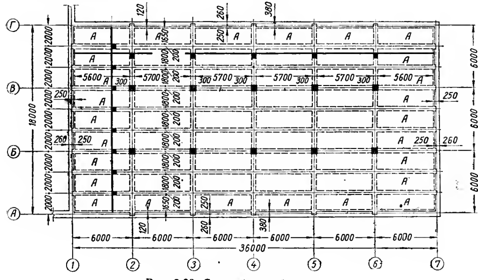


Рис. 2.36. Схема балочной клетки.

для круглой арматуры из стали Ст.3 $R_а = 2100$ *кг/см²*;
для арматуры периодического профиля из стали Ст.5 $R_а = 2400$ *кг/см²*;
для холоднотянутой проволоки диаметром до 5,5 *мм* $R_а = 4500$ *кг/см²*.

Коэффициент условий работы для всех элементов, кроме плиты, $m = 1{,}0$ (для расчета плиты вводятся коэффициенты условий работы, указанные на стр. 161—162).

Коэффициент условий работы для холоднотянутой проволоки, применяемой в сварных сетках и каркасах, $m_a = 0{,}65$.

Коэффициент условий работы для хомутов и отогнутой арматуры (за исключением холоднотянутой проволоки) при расчете на поперечную силу $m_н = 0{,}8$.

Коэффициент условий работы для прочей арматуры $m_a = 1{,}0$.

При определении расчетных усилий приняты коэффициенты перегрузки:

для постоянной нагрузки $n = 1{,}1$
» полезной » $n = 1{,}2$

Перекрытие следует запроектировать в двух вариантах: а) с применением сварных сеток и каркасов и б) с применением обычной (вязаной) арматуры.

ОБЩИЕ УКАЗАНИЯ ПО РАСЧЕТУ

Расчет монолитного ребристого перекрытия состоит из последовательных расчетов его элементов: плиты, второстепенных балок, главных балок, колонн и фундаментов под них. В большинстве случаев для монолитных перекрытий достаточно ограничиться расчетом по несущей способности (необходимая жесткость элементов, как правило, обеспечивается). При определении величины нагрузок, передаваемых от одних элементов другим, все элементы, несмотря на их фактическую неразрезность, принято рассматривать как разрезные.

Для подсчета нагрузки от собственного веса железобетонных конструкций размеры их назначают предварительно, сообразуясь с требованиями жесткости, экономичными процентами армирования и указаниями о минимальных допускаемых толщинах плит в зависимости от их назначения. При этом, учитывая значительный собственный вес железобетона, поперечные сечения элементов следует назначать минимальными (это в большей степени относится к плите, так как расход бетона на плиту составляет 40—50% общего расхода бетона на перекрытие). В обычных случаях толщину плиты принимают минимальную допускаемую.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАГРУЗОК

Величина постоянной нагрузки определяется подсчетом. Величина временной нагрузки принимается в зависимости от назначения помещений, расположенных на перекрытии (по табл. 4.2), или по данным специального задания. При проектировании перекрытий в промышленных зданиях величина временной нагрузки должна округляться в соответствии с указаниями «Основных положений по унификации конструкций производственных зданий».

Определяем расчетные величины нагрузок для данного случая.

Постоянная нагрузка (собственный вес 1 $м^2$ перекрытия):

асфальтовый пол 30 *мм* $1{,}00 \times 1{,}00 \times 0{,}03 \times 1{,}80 \times 1{,}1 = 0{,}06$ $т/м^2$;
железобетонная плита 80 *мм* $1{,}00 \times 1{,}00 \times 0{,}08 \times 2{,}50 \times 1{,}1 = 0{,}22$ $т/м^2$;

Итого $g = 0{,}28$ $т/м^2$.

Расчетная временная равномерно распределенная нагрузка

$$p = 0{,}50 \times 1{,}2 = 0{,}60 \ т/м^2.$$

Полная расчетная нагрузка на перекрытие

$$q = g + p = 0{,}28 + 0{,}60 = 0{,}88 \ т/м^2.$$

РАСЧЕТ ПЛИТЫ

При расчете балочных плит, нагруженных равномерно распределенной нагрузкой, рассматривают полосу шириной 1,0 *м*.

Нагрузки на погонный метр такой полосы численно равны нагрузкам на 1 $м^2$ плиты и отличаются только размерностью (*т/м* или *кг/м*).

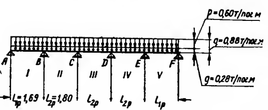


Рис. 2.37. Расчетная схема плиты и расчетные нагрузки

Расчетные величины пролетов плиты принимаются по указаниям, приведенным на стр. 162.

В данном случае (см. рис. 2.36), задаваясь шириной сечения второстепенной балки 20 *см*, получаем:

$$l_{1p} = 165 + \frac{8,0}{2} = 169\ см = 1,69\ м;$$
$$l_{2p} = 180\ см = 1,8\ м.$$

Расчетная схема плиты показана на рис. 2.37.

Определение расчетных усилий

Определение расчетных усилий производится с учетом их перераспределения вследствие пластических деформаций по формулам, приведенным на стр. 162. Определяются наибольшие изгибающие моменты в каждом пролете и на всех средних опорах (по грани опор). Поперечные силы при расчете плит, как правило, не определяются, так как условие $Q \leqslant mR_p bh_0$ в плитах перекрытий обычно удовлетворяется.

Находим расчетные изгибающие моменты:

в *I* пролете

$$M_I = \frac{(g+p)\, l_{1p}^2}{11} = \frac{(0,28+0,60)\, 1,69^2}{11} = 0,23\ тм;$$

на опоре *B* (по грани опоры)

$$M_B = -\frac{(g+p)\, l_{1p}^2}{14} = -\frac{0,88 \times 1,80^2}{14} = -0,20\ тм;$$

в остальных сечениях

$$M_{II} = M_{III} = -M_c = \frac{(g+p)\, l_{2p}^2}{16} = \frac{0,88 \times 1,80^2}{16} = 0,18\ тм.$$

Подбор сечений арматуры

Вариант с применением сварных сеток. Принимаем следующие данные:

толщина плиты $h = 8,0$ *см*;

арматура из холоднотянутой проволоки диаметром до 5,5 *мм*;

коэффициент условий работы для сечений в пролетах *II*, *III* и на опоре *C* $m = 1,25$;

то же, для сечения в пролете *I* и на опоре *B* $m = 1,0$.

Коэффициент условий работы $m = 1{,}25$ введен для тех панелей, где плита окаймлена со всех сторон монолитно связанными с ней балками.

Для крайних панелей, расположенных по периметру перекрытия, не окаймленных балками по всему контуру, принимаем $m = 1{,}0$.

Указанные панели на рис. 2.36 обозначены буквой *А*.

Вычисляем полезную высоту сечения плиты

$$h_0 = h - a = 8{,}0 - 1{,}5 = 6{,}5 \ см.$$

Ширина рассматриваемого сечения плиты $b = 100$ *см*.

Определяем сечение продольной растянутой арматуры.

В *I* пролете: $M_I = 0{,}23$ *тм*;

$$A_0 = \frac{M}{mbh_0^2R_и} = \frac{23\,000}{1{,}0 \times 100 \times 6{,}5^2 \times 80} = \frac{23\,000}{338\,000} = 0{,}068.$$

По табл. 1.34 $\gamma_0 = 0{,}965$;

$$F_а = \frac{M}{m\gamma_0 h_0 m_а R_а} = \frac{23\,000}{1{,}0 \times 0{,}965 \times 6{,}5 \times 0{,}65 \times 4500} = 1{,}25 \ см^2;$$

$$\mu\% = \frac{1{,}25}{100 \times 6{,}5} 100 = 0{,}19\% > 0{,}10\%.$$

На опоре *В* (по грани опоры): $M_В = -0{,}20$ *тм*;

$$A_0 = \frac{20\,000}{1{,}0 \times 100 \times 6{,}5^2 \times 80} = \frac{20\,000}{338\,000} = 0{,}059.$$

По табл. 1.34 $\gamma_0 = 0{,}970$;

$$F_а = \frac{20\,000}{1{,}0 \times 0{,}970 \times 6{,}5 \times 0{,}65 \times 4500} = 1{,}08 \ см^2;$$

$$\mu\% = \frac{1{,}08}{100 \times 6{,}5} 100 = 0{,}17\% > 0{,}10\%.$$

Во *II* и *III* пролетах и на опоре *С* (по грани опоры) $M = 0{,}18$ *тм* (для панелей, окаймленных по всему контуру балками);

$$A_0 = \frac{18\,000}{1{,}25 \times 100 \times 6{,}5^2 \times 80} = \frac{18\,000}{422\,500} = 0{,}043.$$

По табл. 1.34 $\gamma_0 = 0{,}977$;

$$F_а = \frac{18\,000}{1{,}25 \times 0{,}977 \times 6{,}5 \times 0{,}65 \times 4500} = 0{,}78 \ см^2;$$

$$\mu\% = \frac{0{,}78}{100 \times 6{,}5} 100 = 0{,}12\% > 0{,}10\%.$$

Во *II* и *III* пролетах и на опоре *С* для панелей, не окаймленных по всему контуру балками (панели *А* на рис. 2.36),

$$F_а = 0{,}78 \times 1{,}25 = 0{,}97 \ см^2.$$

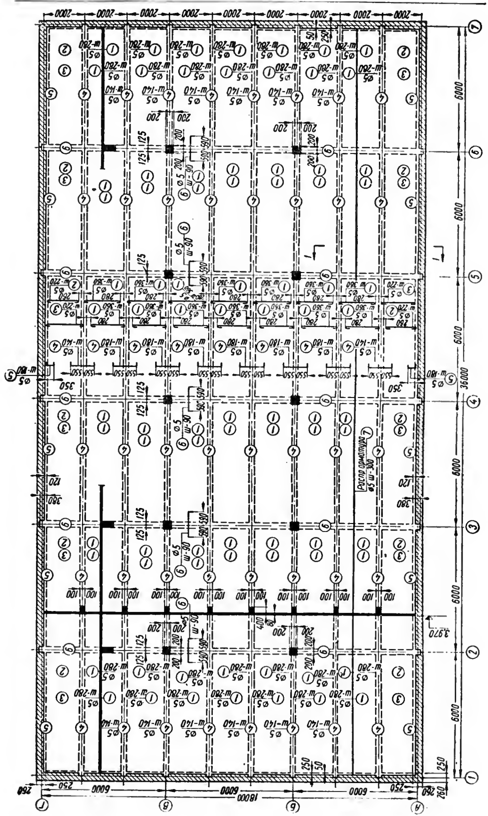
В а р и а н т с п р и м е н е н и е м о б ы ч н о й (в я з а н о й) а р м а т у р ы. Принимаем арматуру из стали марки Ст. 3.

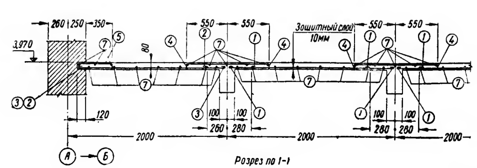
Находим сечение продольной растянутой арматуры.

В *I* пролете (по данным предыдущего варианта): $M_I = 0{,}23$ *тм* и $\gamma_0 = 0{,}965$;

$$F_а = \frac{23\,000}{1{,}0 \times 0{,}965 \times 6{,}5 \times 1{,}0 \times 2100} = 1{,}75 \ см^2;$$

$$\mu\% = \frac{1{,}75}{100 \times 6{,}5} 100 = 0{,}27\% > 0{,}1\%.$$


Распр арматура ⑦
ø5 ш-300
ø5 ш-140
ø5 ш-280
ø5 ш-180
ø5 ш-360
ø5 ш-220
ø5 ш-90
36000
18000
6000
2000
3,970



Спецификоция орматуры но один элемент						Выборка орматуры но один элемент		
N N стерж	Эскиз	ø (в мм)	l (в мм)	n (шт)	nl (в м)	ø (в мм)	Σnl (в м)	Вес (в кг)
1	1740	5	1800	1456	2620,0	5	10370,0	1599,0
2	1600	5	1700	312	531,0	Итого		1599,0
3	1880	5	1950	312	609,0			
4	70 1100 70	5	1240	1728	2160,0			
5	70 460 70	5	600	384	230,5			
6	60 1190 60	5	1300	880	1144,0			
7	Общая длина	5	–	–	3075,0			

Рис. 2.40. Раздельное армирование плиты отдельными стержнями.

Расчетные нагрузки на плиту.
постоянная – 0,28 т/м²
временная – 0,60 т/м²
полная – 0,88 т/м²

Расход материалов				
Марка бетона	Содержание стали в 1 м³ бетона (в кг)	на один элемент		Примечания
		Бетон (в м³)	Сталь (в кг)	
150	32	50,60	1599,0	
Характеристика примененной арматуры Гладкая из стали марки Ст. 3 $R_a^н$ = 2400 кг/см² Условное обозначение – ø				

На опоре B (по грани опоры): $M_B = -0{,}20$ *тм* и $\gamma_0 = 0{,}970$;

$$F_a = \frac{20\,000}{1{,}0 \times 0{,}970 \times 6{,}5 \times 1{,}0 \times 2100} = 1{,}51 \text{ см}^2;$$

$$\mu\% = \frac{1{,}51}{100 \times 6{,}5} 100 = 0{,}25\% > 0{,}10\%.$$

Во *II* и *III* пролетах и на опоре C (по граии опоры): $M = 0{,}18$ *тм* и $\gamma_0 = 0{,}977$ (для панелей, окаймлениых по всему контуру балками);

$$F_a = \frac{18\,000}{1{,}25 \times 0{,}977 \times 6{,}5 \times 1{,}0 \times 2100} = 1{,}08 \text{ см}^2;$$

$$\mu\% = \frac{1{,}08}{100 \times 6{,}5} 100 = 0{,}17\% > 0{,}10\%.$$

Во *II* и *III* пролетах и иа опоре C для паиелей, ие окаймленных по всему коитуру балками (панели A иа рис. 2.36),

$$F_a = 1{,}08 \times 1{,}25 = 1{,}35 \text{ см}^2.$$

Коиструкция плиты разработаиа в иескольких вариантах:

а) армироваиие плиты сварными рулоииыми сетками с продольиым расположеиием рабочих стержией (рис. 2.38);

б) армироваиие плиты сварными рулоииыми сетками с поперечиым расположеиием рабочих стержней (рис. 2.39);

в) раздельиое армирование плиты отдельиыми стержиями (рис. 2.40);

г) армироваиие плиты отдельиыми стержиями с отгибами (рис. 2.41).

При примеиеиии рулоииых сеток с продольиым расположеиием рабочих стержней в крайиих пролетах плиты и на первой промежуточной опоре в соответствии с расчетом уложеиы дополиительиые сетки. Для уиификации сеток в средиих панелях сечение арматуры прииято с иекоторым запасом, что дало возможиость примеиить для всех паиелей только один тип сеток. Кроме того, при выборе типа сетки для армироваиия плиты предусматривалась также уиификация с сетками, примеияемыми для армироваиия опорных сечеиий второстепеииых балок, где также приняты сетки с продольным расположеиием рабочих стержней.

При примеиеиии рулоииых сеток с поперечиым расположеиием рабочих стержией для армирования крайиих пролетов и первой промежуточной опоры прииятые более мощные сетки, которые затем использоваиы для армироваиия паиелей, обозиачеииых иа рис. 2.36 буквой A. Унификация с сетками, примеияемыми для армирования опориых сечений второстепеиных балок, в даииом случае ие могла иметь места ввиду разного иаправлеиия рабочих стержней.

На рис. 2.40 показано раздельиое армирование плиты отдельными стержиями. Для армироваиия во всех сечеииях принят одии диаметр стержией; в зависимости от требуемого сечения арматуры меияется шаг укладки стержией. Нижние стержни плиты прииятые в соответствии с рис. 1.78,*б*. При сравнительио небольшом перерасходе арматуры иижние стержни во всех средних пролетах могут быть заменены одиим сквозиым.

На рис. 2.41 показаио армироваиие плиты отдельными стержиями с отгибами. Так как в этом случае стержии переходят из пролета в пролет, желательио сохранеиие постояниого шага стержией во всех пролетах; измеиение шага стержней возможио только по шириие плиты.

В соответствии с этим для армирования крайних пролетов плиты применены стержни большего диаметра, а панели, обозначенные на рис. 2.36 буквой *А*, армированы стержнями того же диаметра, что и средние панели, но с изменением шага. Такое решение дает наименьшее количество марок стержней.

РАСЧЕТ ВТОРОСТЕПЕННОЙ БАЛКИ

Второстепенную балку рассматривают как балку таврового сечения с шириной полки, равной расстоянию между осями двух примыкающих пролетов плиты (в нашем случае $b_п = 200$ *см*).

Определение нагрузок

Нагрузки на второстепенную балку собираются с полосы шириной, равной ширине полки таврового сечения балки.

Задаемся сечением второстепенной балки 20×40 *см*. Находим нагрузки на 1 *пог. м* балки.

Постоянная нагрузка: расчетная нагрузка от собственного веса ребра балки $1{,}00 \times (0{,}40 - 0{,}08) \times 0{,}20 \times 2{,}50 \times 1{,}1 = 0{,}18$ *т/пог. м*.

Расчетная постоянная нагрузка, передающаяся от плиты перекрытия

$$2{,}00 \times 0{,}28 = 0{,}56 \text{ т/пог. м};$$

итого расчетная постоянная нагрузка $g = 0{,}18 + 0{,}56 = 0{,}74$ *т/пог. м*.

Расчетная временная нагрузка, передающаяся от плиты перекрытия,

$$p = 2{,}00 \times 0{,}60 = 1{,}20 \text{ т/пог. м}.$$

Полная расчетная нагрузка на балку

$$q = g + p = 0{,}74 + 1{,}20 = 1{,}94 \text{ т/пог. м}.$$

Расчетные величины пролетов второстепенной балки принимаются по указаниям, приведенным на стр. 175.

В нашем случае, принимая ширину главных балок 30 *см* и глубину опирания на стену второстепенных балок 25 *см*, получаем (рис. 2.36):

$$l_{1р} = 560 + \frac{25}{2} =$$
$$= 572{,}5 \text{ см} \cong 5{,}73 \text{ м};$$
$$l_{2р} = 570 \text{ см} = 5{,}70 \text{ м}.$$

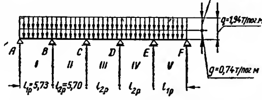


Рис. 2.42. Расчетная схема второстепенной балки и расчетные нагрузки.

Расчетная схема второстепенной балки показана на рис. 2.42.

Все промежуточные пролеты, начиная со второго, конструируются по второму пролету.

Определение расчетных усилий

Определение расчетных усилий производится с учетом их перераспределения вследствие пластических деформаций по формулам, приведенным на стр. 175, и огибающей эпюре изгибающих моментов равнопролетной второстепенной балки, приведенной на рис. 3.2.

Как видио из огибающей эпюры момеитов, уже при отиошеиии $p/g \geqslant 1{,}50$ (в нашем случае $p/g = 1{,}62$) во миогих сечеииях балки могут действовать изгибающие момеиты обоих знаков. Поэтому при расчете второстепеиных балок не всегда достаточно ограиичиться определеиием изгибающих моментов только для осиовиых пролетиых и опориых сечеиий по формулам, приведеииым иа стр. 175, а следует вычислить величииы положительиых и отрицательиых изгибающих момеитов для сечений через $0{,}2l$, как показаио иа огибающей эпюре (рис. 3.2). Необходимо отметить, что имеющиеся указания (см. стр. 182) о длиие заводки верхией опориой арматуры, восприиимающей отрицательиые изгибающие моменты, как показывают проверки (и, в частиости, произведенный для даииого примера расчет), ие всегда обеспечивают удовлетворительиое перекрытие огибающей эпюры изгибающих моментов.

При симметричной иагрузке и симметричиой схеме балки расчетиые усилия достаточио определить только для половииы балки.

Так как в иашем случае разиица в величиие пролетов $l_{1р}$ и $l_{2р}$ меиьше 10%, пользуемся формулами для равиопролетиых балок. Определеиие расчетных изгибающих момеитов удобио производить в табличной форме (табл. 2.5).

Таблица 2.5

Изгибающие момеиты в сечеииях второстепеииой балки

№ пролета	Расстояние от левой опоры до сечения в долях пролета	Значения β		$(g+p)\,l^2$	Изгибающие моменты (в *тм*)	
		$+\beta$	$-\beta$		M_{max}	M_{min}
I	$0{,}2\,l$	0,065	—	$(0{,}74+1{,}20)\times5{,}73^2 = 63{,}70$	4,14	—
	$0{,}4\,l$	0,090	—		5,73	—
	$0{,}425\,l$	$\frac{1}{11}$	—		5,80	—
	$0{,}6\,l$	0,075	—		4,78	—
	$0{,}8\,l$	0,020	—		1,27	—
	$1{,}0\,l$	—	$\frac{1}{11}$		—	—5,80
II	$0{,}2\,l$	0,018	0,042	$(0{,}74+1{,}20)\times5{,}70^2 = 63{,}15$	1,14	—2,65
	$0{,}4\,l$	0,058	0,015		3,66	—0,95
	$0{,}5\,l$	$\frac{1}{16}$	—		3,94	—
	$0{,}6\,l$	0,058	0,009		3,66	—0,57
	$0{,}8\,l$	0,018	0,025		1,14	—1,58
	$1{,}0\,l$	—	$\frac{1}{16}$		—	—3,94
III	$0{,}2\,l$	0,018	0,020	$(0{,}74+1{,}20)\times5{,}70^2=63{,}15$	1,14	—1,26
	$0{,}4\,l$	0,058	—		3,66	—
	$0{,}5\,l$	$\frac{1}{16}$	—		3,94	—

Примечание. Расположеиие иулевых точек для каждой из ветвей прииимаем по рис. 3.2.

Вычисляем расчетные величины поперечных сил:
На опоре A

$$Q_A^{\text{пр}} = 0{,}4\,(g + p)\,l_{1\text{р}} = 0{,}4 \times 1{,}94 \times 5{,}73 = 4{,}45\,m.$$

На опоре B слева (по грани опоры)

$$Q_B^{\text{лев}} = -0{,}6\,(g + p)\,l_{1\text{р}} = -0{,}6 \times 1{,}94 \times 5{,}73 = -6{,}69\ m.$$

В остальных опорных сечениях

$$Q_B^{\text{пр}} = -Q_c^{\text{лев}} = Q_c^{\text{пр}} = 0{,}5\,(g + p)\,l_{2\text{р}} = 0{,}5 \times 1{,}94 \times 5{,}70 = 5{,}53\ m.$$

Подбор сечений арматуры

Вариант с применением сварных каркасов и сеток

Армирование второстепенных балок ребристых перекрытий при применении сварных каркасов и сеток выполняется: в пролете — из плоских сварных каркасов, над опорами — из плоских или рулонных сеток, укладываемых равномерно по всей длине над главными балками, с расположением рабочих стержней перпендикулярно главной балке.

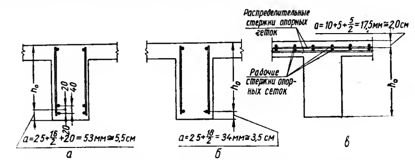


Рис. 2.43. Схемы для определения полезной высоты сечения:
а — в *I* пролете; *б* — во *II* и *III* пролетах; *в* — в опорных сечениях.

Принимаем рабочие стержни каркасов из горячекатаной арматуры периодического профиля из стали марки Ст. 5; поперечные стержни каркасов — гладкие из стали марки Ст. 3; сетки для армирования опорных участков — из холоднотянутой проволоки диаметром до 5,5 *мм*.

Сечение балки принимаем $b = 20$ *см*, $h = 40$ *см*.
Для тех сечений, где плита располагается в сжатой зоне, расчетную ширину сечения принимаем $b_п = 200$ *см*.

Полезная высота сечений балки (рис. 2.43):

в пролете I

$$h_0 = h - a = 40 - 5{,}5 = 34{,}5\ см;$$

в пролетах II и III

$$h_0 = 40 - 3{,}5 = 36{,}5\ см;$$

на опорах

$$h_0 = 40 - 2{,}0 = 38{,}0\ см.$$

Расчет продольной арматуры

Определяем сечение продольной арматуры в пролетных сечениях по положительному изгибающему моменту. В этих сечениях плита находится в сжатой зоне и сечение рассматривается как тавровое.

В *I* пролете $M_I = 5{,}80$ *тм*;

$$A_0 = \frac{M}{mb_{п}h_0^2R_{и}} = \frac{580\,000}{1{,}0 \times 200 \times 34{,}5^2 \times 80} = 0{,}03.$$

По табл. 1.34 $\gamma_0 = 0{,}985$;

$$F_{а} = \frac{M}{m\gamma_0 h_0 m_{а} R_{а}} = \frac{580\,000}{1{,}0 \times 0{,}985 \times 34{,}5 \times 1{,}0 \times 2400} = 7{,}10 \ см^2.$$

Во *II* и *III* пролетах $M_{II} = M_{III} = 3{,}94$ *тм*;

$$A_0 = \frac{394\,000}{1{,}0 \times 200 \times 36{,}5^2 \times 80} = 0{,}019; \quad \gamma_0 = 0{,}990;$$

$$F_{а} = \frac{394\,000}{1{,}0 \times 0{,}990 \times 36{,}5 \times 1{,}0 \times 2400} = 4{,}54 \ см^2.$$

Определяем площадь продольной арматуры в опорных сечениях по грани опор (т. е. по грани главных балок). В этих сечениях действуют отрицательные изгибающие моменты, плита находится в растянутой зоне и сечение рассматривается как прямоугольное с шириной, равной ширине ребра $b = 20$ *см*.

На опоре *B* $M_B = -5{,}80$ *тм*;

$$A_0 = \frac{580\,000}{1{,}0 \times 20 \times 38{,}0^2 \times 80} = 0{,}251.$$

По табл. 1.34 $\gamma_0 = 0{,}853$;

$$F_{а} = \frac{580\,000}{1{,}0 \times 0{,}853 \times 38{,}0 \times 0{,}65 \times 4500} = 6{,}12 \ см^2.$$

На опоре *C* $M_C = -3{,}94$ *тм*;

$$A_0 = \frac{394\,000}{1{,}0 \times 20 \times 38{,}0^2 \times 80} = 0{,}171.$$

По табл. 1.34 $\gamma_0 = 0{,}905$;

$$F_{а} = \frac{394\,000}{1{,}0 \times 0{,}905 \times 38{,}0 \times 0{,}65 \times 4500} = 3{,}92 \ см^2.$$

Кроме того, отрицательный изгибающий момент может действовать также в пролетном сечении *II* пролета. В этом случае плита находится в растянутой зоне ($b = 20$ *см*), растянутая арматура располагается в один ряд $h_0 = 36{,}5$ *см*.

$$M_{II_{\min}} = -0{,}5\,(0{,}95 + 0{,}57) = -0{,}76 \ тм;$$

$$A_0 = \frac{76\,000}{1{,}0 \times 20 \times 36{,}5^2 \times 80} = 0{,}036.$$

По табл. 1.34 $\gamma_0 = 0{,}982$;

$$F_{а} = \frac{76\,000}{1{,}0 \times 0{,}982 \times 36{,}5 \times 1{,}0 \times 2100} = 1{,}01 \ см^2.$$

Приинимаем армирование:

в *I* пролете — два каркаса с двумя рабочими стержнями N16 *мм* в каждом каркасе. Всего 4N16 *мм*;

$$F_а = 4 \times 2{,}01 = 8{,}04 \text{ см}^2 > 7{,}10 \text{ см}^2;$$

во *II* и *III* пролетах — два каркаса с одним рабочим стержнем N18 *мм* в каждом каркасе. Всего 2N18 *мм*;

$$F_а = 2 \times 2{,}54 = 5{,}08 \text{ см}^2 > 4{,}54 \text{ см}^2.$$

На опоре *B*. Необходимая площадь поперечного сечения стержней на 1 *пог. м* сетки

$$f_а = \frac{6{,}12}{2{,}0} = 3{,}06 \text{ см}^2.$$

Принимаем армирование двумя сетками марки 4,5-10/3-20

$$F_а = 2 \times 1{,}69 = 3{,}38 \text{ см}^2 > 3{,}06 \text{ см}^2.$$

На опорах *C и D*. Необходимая площадь поперечного сечения стержней на 1 *пог. м* сетки

$$f_а = \frac{3{,}92}{2{,}00} = 1{,}96 \text{ см}^2.$$

Принимаем армирование двумя сетками марки 3,5-10/3-20

$$F_а = 2 \times 1{,}03 = 2{,}05 \text{ см}^2 > 1{,}96 \text{ см}^2.$$

Расчет поперечных стержней каркаса

Проверяем условие $Q \leqslant mR_p bh_0$. Для сечения на опоре *A*, где действует наименьшая поперечная сила

$$Q_A^{пр} = 4450 \text{ кг},$$

имеем

$$4450 > 1{,}0 \times 5{,}2 \times 20 \times 34{,}5 = 3590 \text{ кг}.$$

Таким образом, поперечная арматура требуется по расчету во всех опорных зонах.

Сечение поперечных стержней каркасов подбираем по наибольшей поперечной силе $Q_B^{лев} = 6690$ *кг*.

Наибольшее допускаемое расстояние между поперечными стержнями

$$u = \frac{0{,}1\, mR_и bh_0^2}{Q} = \frac{0{,}1 \times 1{,}0 \times 80 \times 20 \times 38{,}0^2}{6690} = 34{,}5 \text{ см}.$$

Принимаем расстояиие между поперечными стержнями $a_x = 20$ *см*;

Определяем усилие, которое должиы воспринять поперечные стержни двух каркасов на единицу длины балки,

$$q_x = \frac{\left(\frac{Q}{m}\right)^2}{0{,}6\, bh_0^2 R_и} = \frac{\left(\frac{6690}{1{,}0}\right)^2}{0{,}6 \times 20 \times 38{,}0^2 \times 80} = 32{,}4 \text{ кг/см}.$$

По табл. 1.15 устанавливаем, что при выбранных диаметрах продольной арматуры каркасов минимальный диаметр поперечиых стержней должен быть $d_2 = 6$ *мм* ($f_x = 0{,}28$ *см*²).

При этом

$$q_x = m_а m_н \frac{R_а f_x n}{a_x} = 1{,}0 \times 0{,}8 \frac{2100 \times 0{,}28 \times 2}{20} = 47 \text{ кг/см},$$

что больше требующейся по расчету величины $q_x = 32{,}4$ *кг/см*.

Вариант с вязаной арматурой

Принимаем продольную арматуру из горячекатаной, периодического профиля стали марки Ст. 5, хомуты и монтажную арматуру — из стали марки Ст. 3.

Полезную высоту сечения балки определяем в предположении размещения арматуры в один ряд во всех сечениях ($a = 3{,}5$ *см*)

$$h_0 = h - a = 40 - 3{,}5 = 36{,}5 \text{ см}.$$

Расчет продольной арматуры

Площадь продольной арматуры в пролетных сечениях *II* и *III* пролета (в *I* пролете изменилась величина h_0) принимаем по варианту с применением сварных каркасов, так как прочностные характеристики арматуры в обоих случаях одинаковы:

$F_a = 4{,}54$ *см*^{2} (по положительному моменту);

$F_a = 1{,}01$ *см*^{2} (по отрицательному моменту во *II* пролете).

Определяем площадь продольной арматуры.

В *I* пролете $M_I = 5{,}80$ *тм*;

$$A_0 = \frac{580\,000}{1{,}0 \times 200 \times 36{,}5^2 \times 80} = 0{,}027.$$

По табл. 1.34 $\gamma_0 = 0{,}984$;

$$F_a = \frac{580\,000}{1{,}0 \times 0{,}984 \times 36{,}5 \times 1{,}0 \times 2400} = 6{,}74 \text{ см}^2.$$

Определяем также площадь продольной арматуры в опорных сечениях, так как в варианте с применением сварных каркасов применялись сетки из холоднотянутой проволоки с расчетным сопротивлением $R_a = 4500$ *кг/см*^{2}, а в настоящем варианте применяется такая же арматура, как и в пролете ($R_a = 2400$ *кг/см*^{2}), и, кроме того, изменилась величина h_0.

На опоре *B* $M_B = -5{,}80$ *тм*;

$$A_0 = \frac{580\,000}{1{,}0 \times 20 \times 36{,}5^2 \times 80} = 0{,}272.$$

По табл. 1.34 $\gamma = 0{,}837$;

$$F_a = \frac{580\,000}{1{,}0 \times 0{,}837 \times 36{,}5 \times 1{,}0 \times 2400} = 7{,}9 \text{ см}^2.$$

На опоре *C* $M_C = -3{,}94$ *тм*;

$$A_0 = \frac{394\,000}{1{,}0 \times 20 \times 36{,}5^2 \times 80} = 0{,}185.$$

По табл. 1.34 $\gamma_0 = 0{,}897$;

$$F_a = \frac{394\,000}{1{,}0 \times 0{,}897 \times 36{,}5 \times 1{,}0 \times 2400} = 5{,}0 \text{ см}^2.$$

Расчет хомутов и отогнутых стержней

Проверяем условие $Q \leqslant mR_p bh_0$ в сечении на опоре *A*, где действует наименьшая поперечная сила

$$Q_A^{\text{пр}} = 4450 \text{ кг. Имеем } 4450 > 1{,}0 \times 5{,}2 \times 20 \times 36{,}5 = 3800 \text{ кг}.$$

По наибольшей поперечной силе $Q_B^{лев} = 6690$ *кг* определяем наибольшее допускаемое расстояние между хомутами

$$u = \frac{0{,}1 \times 1{,}0 \times 80 \times 20 \times 36{,}5^2}{6690} = 31{,}8 \text{ см}.$$

Согласно указаниям на стр. 179 расстояние между хомутами не должно быть более половины высоты балки ($0{,}5 \times 40 = 20$ *см*). Принимаем расстояние между хомутами $a_х = 20$ *см*. Диаметр хомутов принимаем 6 *мм* ($f_x = 0{,}28$ *см*²); хомуты — двухветвенные.

Находим поперечную силу $Q_{х.б}$, воспринимаемую бетоном сжатой зоны и хомутами:

$$q_x = m_а m_н \frac{R_а f_x n}{a_х} = 1{,}0 \times 0{,}8 \frac{2100 \times 0{,}28 \times 2}{20} = 47 \text{ кг/см};$$

$$Q_{х.б} = \sqrt{0{,}6 R_и b h_0^2 q_x} = \sqrt{0{,}6 \times 80 \times 20 \times 36{,}5^2 \times 47} = 7760 \text{ кг}.$$

Так как $mQ_{х.б} = 1{,}0 \times 7760 = 7760$ *кг* $> Q_B^{лев} = 6690$ *кг*, постановка отогнутых стержней по расчету не требуется.

Определение мест обрыва сеток и стержней

При определении места обрыва каркаса, сетки или стержня поступают следующим образом:

а) определяют величину расчетной несущей способности (предельного изгибающего момента) сечения, армированного оставшейся арматурой (т. е. арматурой за пределами обрыва);

б) по огибающей эпюре изгибающих моментов находят место возможного теоретического обрыва, т. е. местоположение вертикального сечения, где внешний расчетный изгибающий момент равен расчетной несущей способности, вычисленной согласно предыдущему пункту;

в) определяют величину поперечной силы в найденном сечении (при том же расположении временной нагрузки, при котором получен изгибающий момент согласно пункту б) и вычисляют длину w, на которую необходимо завести продольные растянутые стержни за вертикальное сечение, где они не требуются по расчету;

г) вычисляют расстояние от опор до мест действительного обрыва каркасов.

Определению подлежат места обрыва стержней арматуры в виде сеток и нижних стержней в пролетном каркасе первого пролета. Местом теоретического обрыва одной из опорных сеток считаем то место, где несущая способность сечения обеспечивается верхними стержнями пролетных каркасов и одной остающейся сеткой. Так как верхние стержни пролетных каркасов прерываются на опорах, площадь сечения опорной арматуры определяем без учета площади этих стержней. Одновременно проверяем достаточность заводки верхних стержней каркасов за место их теоретического обрыва.

Находим места теоретического обрыва сеток и стержней.

Пролетная арматура в первом пролете. Обрываются 2N16; оставшаяся арматура 2N16, $F_а = 4{,}02$ *см*², $h_0 = 36{,}5$ *см*, $b = 200$ *см*.

Расчетная несущая способность сечения, армированного 2N16,

$$\alpha = \frac{F_а m_а R_а}{b h_0 R_и} = \frac{4{,}02 \times 1{,}0 \times 2400}{200 \times 36{,}5 \times 80} = 0{,}016;$$

по табл. 1.34 $\gamma_0 = 0{,}992$.

Расчетная несущая способность сечения

$$[M] = mm_a F_a R_a \gamma_0 h_0 = 1{,}0 \times 1{,}0 \times 4{,}02 \times 2400 \times 0{,}992 \times 36{,}5 = 350\,000 \ \text{кгсм} = 3{,}5 \ \text{тм}.$$

По огибающей эпюре моментов определяем расположение сечений, где расчетный изгибающий момент $M = 3{,}5$ *тм* (рис. 2.44):

$$a_1 = \frac{0{,}2 \times 5{,}73 \times 3{,}5}{4{,}14} = 0{,}97 \ \text{м};$$

$$a_2 = \frac{0{,}2 \times 5{,}73\,(3{,}5 - 1{,}27)}{4{,}78 - 1{,}27} + 0{,}2 \times 5{,}73 = 0{,}73 + 1{,}14 = 1{,}87 \ \text{м}.$$

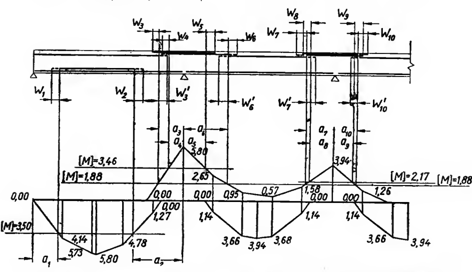


Рис. 2.44. Огибающая эпюра изгибающих моментов для второстепенной балки.

Опорная арматура на опоре *B*

Верхние стержни пролетных каркасов 2N12; $F_a = 2{,}26$ *см*²;

$$h_0 = 36{,}5 \ \text{см}; \ b = 20 \ \text{см};$$

$$\alpha = \frac{2{,}26 \times 1{,}0 \times 2400}{20 \times 36{,}5 \times 80} = 0{,}093.$$

По табл. 1.34 $\gamma_0 = 0{,}953$;

$$[M] = 1{,}0 \times 1{,}0 \times 1{,}0 \times 2{,}26 \times 2400 \times 0{,}953 \times 36{,}5 = 188\,500 \ \text{кгсм} = 1{,}88 \ \text{тм}.$$

Суммарная площадь стержней сеток 4,5-10/3-20 на ширине 200 *см*;

$$F_a = 3{,}39 \ \text{см}^2; \quad h_0 = 38 \ \text{см}; \quad b = 20 \ \text{см};$$

$$\alpha = \frac{3{,}39 \times 0{,}65 \times 4500}{20 \times 38{,}0 \times 80} = 0{,}163.$$

По табл. 1.34 $\gamma_0 = 0{,}919$;

$$[M] = 1{,}0 \times 0{,}65 \times 3{,}39 \times 4500 \times 0{,}919 \times 38 = 346\,500 \ \text{кгсм} = 3{,}46 \ \text{тм}.$$

Опорная арматура на опоре C

Несущую способность сечений, армированных верхними стержнями, принимаем по данным расчета для опоры B $[M] = 1{,}88$ *тм.*

Суммарная площадь стержней сетки 3,5-10/3-20 на ширине 200 *см*:

$$F_a = 2{,}05 \text{ см}^2; \quad h_0 = 38 \text{ см}; \quad b = 20 \text{ см};$$
$$\alpha = \frac{2{,}05 \times 0{,}65 \times 4500}{20 \times 38 \times 80} = 0{,}098.$$

По табл. 1.34 $\gamma_0 = 0{,}951$;

$$[M] = 1{,}0 \times 0{,}65 \times 2{,}05 \times 4500 \times 0{,}951 \times 38 = 217\,000 \text{ кгсм} = 2{,}17 \text{ тм}.$$

По огибающей эпюре моментов определяем теоретические места обрыва стержней:

$$a_3 = \frac{0{,}241 \times 5{,}73\,(5{,}80 - 1{,}88)}{5{,}80} = 0{,}93 \text{ м};$$
$$a_4 = \frac{0{,}241 \times 5{,}73\,(5{,}80 - 3{,}46)}{5{,}80} = 0{,}56 \text{ м};$$
$$a_5 = \frac{0{,}2 \times 5{,}70\,(5{,}80 - 3{,}46)}{5{,}80 - 2{,}65} = 0{,}85 \text{ м};$$
$$a_6 = \frac{0{,}2 \times 5{,}70\,(2{,}65 - 1{,}88)}{2{,}65 - 0{,}95} + 0{,}2 \times 5{,}70 = 1{,}66 \text{ м};$$
$$a_7 = \frac{0{,}2 \times 5{,}70\,(3{,}94 - 1{,}88)}{3{,}94 - 1{,}58} = 1{,}0 \text{ м};$$
$$a_8 = \frac{0{,}2 \times 5{,}70\,(3{,}94 - 2{,}17)}{3{,}94 - 1{,}58} = 0{,}86 \text{ м};$$
$$a_9 = \frac{0{,}2 \times 5{,}70\,(3{,}94 - 2{,}17)}{3{,}94 - 1{,}26} = 0{,}76 \text{ м};$$
$$a_{10} = \frac{0{,}2 \times 5{,}70\,(3{,}94 - 1{,}88)}{3{,}94 - 1{,}26} = 0{,}88 \text{ м}.$$

Поперечные силы Q в местах теоретического обрыва стержней и сеток вычисляем приближенно, определяя тангенс угла наклона соответствующей ветви эпюры M (см. стр. 88). В данном случае (при действии равномерно распределенной нагрузки) указанный метод является приближенным, поскольку действительная криволинейная эпюра M здесь заменяется полигональной:

$$Q_1 = \frac{4{,}14}{0{,}2 \times 5{,}73} = 3{,}60 \text{ т};$$
$$Q_2 = \frac{4{,}78 - 1{,}27}{0{,}2 \times 5{,}73} = 3{,}06 \text{ т};$$
$$Q_3 = Q_4 = \frac{5{,}80}{0{,}241 \times 5{,}73} = 4{,}20 \text{ т};$$
$$Q_5 = \frac{5{,}80 - 2{,}65}{0{,}2 \times 5{,}7} = 2{,}76 \text{ т};$$
$$Q_6 = \frac{2{,}65 - 0{,}95}{0{,}2 \times 5{,}7} = 1{,}49 \text{ т};$$
$$Q_7 = Q_8 = \frac{3{,}94 - 1{,}58}{0{,}2 \times 5{,}7} = 2{,}07 \text{ т};$$
$$Q_9 = Q_{10} = \frac{3{,}94 - 1{,}26}{0{,}2 \times 5{,}7} = 2{,}35 \text{ т}.$$

Вычисляем усилие в поперечных стержнях каркасов на единицу длины балки, принимая коэффициент условий работы $m_н = 1,0$, при двух каркасах в сечении

$$q_x = m_а m_н \frac{R_а f_x n}{a_x} = 1,0 \times 1,0 \frac{2100 \times 0,28 \times 2}{20} = 59 \ кг/см.$$

Расстояния w:

$w_1 = \frac{Q - Q_{от}}{2q_x} + 5d = \frac{3600}{2 \times 59} + 5 \times 1,6 = 38,5 \ см > 20 \times 1,6 = 32 \ см$; принимаем $w_1 = 39 \ см$.

$w_2 = \frac{3060}{2 \times 59} + 5 \times 1,6 = 34 \ см > 32 \ см$; принимаем $w_2 = 34 \ см$.

$w_3' = \frac{4200}{2 \times 59} + 5 \times 1,2 = 41,6 \ см > 20 \times 1,2 = 24 \ см$; принимаем $w_3' = 42 \ см$.

$w_3 = \frac{4200}{2 \times 59} + 5 \times 0,45 = 37,85 \ см > 20 \times 0,45 = 9 \ см$; принимаем $w_3 = 38 \ см$.

$w_4 = \frac{4200}{2 \times 59} + 5 \times 0,45 = 37,85 > 9 \ см$; принимаем $w_4 = 38 \ см$.

$w_5 = \frac{2760}{2 \times 59} + 5 \times 0,45 = 25,65 \ см > 9 \ см$; принимаем $w_5 = 26 \ см$.

$w_6' = \frac{1490}{2 \times 59} + 5 \times 1,2 = 18,6 \ см < 20 \times 1,2 = 24 \ см$; принимаем $w_6' = 24 \ см$.

$w_6 = \frac{1490}{2 \times 59} + 5 \times 0,45 = 14,85 \ см > 20 \times 0,45 = 9 \ см$; принимаем $w_6 = 15 \ см$.

$w_7' = \frac{2070}{2 \times 59} + 5 \times 1,2 = 23,50 \ см < 24 \ см$; принимаем $w_7' = 24 \ см$.

$w_7 = \frac{2070}{2 \times 59} + 5 \times 0,35 = 19,25 \ см > 20 \times 0,35 = 7,0 \ см$; принимаем $w_7 = 20 \ см$.

$w_8 = \frac{2070}{2 \times 59} + 5 \times 0,35 = 19,25 \ см > 7,0 \ см$; принимаем $w_8 = 20 \ см$.

$w_9 = \frac{2350}{2 \times 59} + 5 \times 0,35 = 21,65 \ см > 7 \ см$; принимаем $w_9 = 22 \ см$.

$w_{10}' = \frac{2350}{2 \times 59} + 5 \times 1,2 = 25,90 \ см > 24 \ см$; принимаем $w_{10}' = 26 \ см$.

$w_{10} = \frac{2350}{2 \times 59} + 5 \times 0,35 = 21,65 \ см > 7 \ см$; принимаем $w_{10} = 22 \ см$.

Следует отметить, что необходимость в подобном определении w имеется только на тех участках длины балки, где имеет место неравенство $Q > 30q_x d$. На участках балки, где $Q \leqslant 30q_x d$, длину заводки стержня за сечение, в котором он не требуется по расчету, следует принимать равной $20 \ d$.

Определяем расстояния от концов пролетов до мест действительного обрыва стержней и сеток:

$$a_1 - w_1 = 0,97 - 0,39 = 0,58 \ м;$$
$$a_2 - w_2 = 1,87 - 0,34 = 1,53 \ м;$$
$$a_3 - w_3' = 0,93 - 0,42 = 0,51 \ м;$$

$$a_3 + w_3 = 0{,}93 + 0{,}38 = 1{,}31\ м;$$
$$a_4 + w_4 = 0{,}56 + 0{,}38 = 0{,}94\ м;$$
$$a_5 + w_5 = 0{,}85 + 0{,}26 = 1{,}11\ м;$$
$$a_6 - w_6' = 1{,}66 - 0{,}24 = 1{,}42\ м;$$
$$a_6 + w_6 = 1{,}66 + 0{,}15 = 1{,}81\ м;$$
$$a_7 - w_7' = 1{,}00 - 0{,}24 = 0{,}76\ м;$$
$$a_7 + w_7 = 1{,}00 + 0{,}20 = 1{,}20\ м;$$
$$a_8 + w_8 = 0{,}86 + 0{,}20 = 1{,}06\ м;$$
$$a_9 + w_9 = 0{,}76 + 0{,}22 = 0{,}98\ м;$$
$$a_{10} - w_{10}' = 0{,}88 - 0{,}24 = 0{,}64\ м;$$
$$a_{10} + w_{10} = 0{,}88 + 0{,}22 = 1{,}10\ м.$$

КОНСТРУИРОВАНИЕ

Конструкция балки в варианте армирования сварными каркасами и сетками (рис. 2.45) выполнена с учетом рекомендаций, приведенных на стр. 186—187, в части длины заводки сеток опорной арматуры в примыкающие пролеты и назначения сечения верхних стержней каркасов. Анкеровка каркасов на крайней опоре выполнена в соответствии с указаниями стр. 147—150.

Арматура опорных сечений принята в виде сеток из холоднотянутой проволоки с продольным расположением рабочих стержней. План сеток приведен на рис. 2.38 и 2.39.

Площадь сечения верхних стержней каркасов принята в размере 25% сечения арматуры в опорном сечении балки, с учетом разницы в величине $m_a R_a$ для холоднотянутой проволоки и горячекатаной арматуры периодического профиля из стали марки Ст. 5.

Армирование второстепенной балки отдельными стержнями показано на рис. 2.46. Количество и расположение отгибов принято по конструктивным соображениям, так как по расчету отгибы не требуются. Для возможности полного использования отгибаемых снизу стержней в опорных сечениях места их отгибов выдвинуты в пролет путем введения дополнительных конструктивных «уток», площадь сечения которых в качестве опорной арматуры не учитывается. Длина заводки стержней в смежные пролеты принята по эпюре материалов. Необходимо подчеркнуть, что имеющиеся рекомендации о заводке стержней во второстепенных балках, несущих равномерно распределенную нагрузку (стр. 182), не обеспечили необходимого перекрытия огибающей эпюры моментов на первой промежуточной опоре, в связи с чем места обрыва стержней были определены по эпюре материалов. Вычисление ординат эпюры материалов приведено в табл. 2.6. Необходимая длина заводки обрываемого стержня за сечение, в котором он не требуется по расчету, определяется по формуле (1.115) аналогично тому, как это было сделано для случая армирования балки сварными каркасами и сетками.

Следует отметить, что при расположении арматуры в опорных сечениях в два ряда и четном количестве пролетов балки (ось симметрии находится на опоре, а не в пролете) осуществить симметричное армирование балки обычно не удается и в одном из пролетов появляется новый стержень (в нашем случае это стержень *5*). Для выявления этого стержня показан последний пролет балки, и, таким образом, изображенное на рис. 2.46 количество пролетов является минимальным для балок такого типа.

Таблица 2.6

Вычисление ординат эпюры материалов (рис. 2.46)

Диаметр и количество стержней	Количество рядов арматуры	h_0 (в см)	F_a (в см²)	$mm_a R_a$ (в кг/см²)	$\alpha = \frac{F_a m_a R_a}{b h_0 R_я}$	γ_0	$\gamma_0 h_0$ (в см)	$[M] = mm_a F_a R_a \gamma_0 h_0$ (в тм)
Пролетная арматура ($b = 200$ см)								
I пролет								
2N16	1	36,5	4,02	2400	0,016	0,992	36,1	3,48
4N16	1	36,5	8,04		0,033	0,983	35,9	6,92
II пролет								
2N12	1	36,5	2,26	2400	0,009	0,995	36,3	1,97
4N12	1	36,5	4,52		0,019	0,991	36,2	3,92
Опорная арматура ($b = 20$ см)								
Первая промежуточная опора								
2∅10	1	36,5	1,37*	2400	0,056	0,972	35,5	1,17
2∅10 + 2N12	2	34,5	3,63*		0,158	0,921	31,8	2,78
4N12	2	34,5	4,52		0,196	0,902	31,1	3,38
4N12 + 2N16	2	34,5	8,54		0,370	0,815	28,1	5,76
2N12 + 2N16	1	36,5	6,28		0,258	0,871	31,8	4,80
2N12	1	36,5	2,26		0,093	0,954	34,8	1,89
Вторая промежуточная опора								
2 ∅ 10 + 2N12	1	36,5	3,63*	2400	0,149	0,925	33,7	2,94
2 ∅ 10 + 4N12	2	34,5	5,89*		0,256	0,872	30,1	4,25

РАСЧЕТ ГЛАВНОЙ БАЛКИ

Расчетная схема главной балки принимается в виде неразрезной балки на шарнирно вращающихся опорах. Расчетные величины пролетов принимаются равными расстоянию между осями опор, а для крайних пролетов — расстоянию от середины опирания на стену до оси колонны.

Принимая глубину опирания на стену главной балки 380 *мм* (рис. 2.36), получаем:

$$l_{1р} = 600 - 25 + \frac{38}{2} = 594 \ см = 5{,}94 \ м;$$

$$l_{2р} = 600 \ см = 6{,}00 \ м.$$

---

* Площадь сечения 2 ∅ 10 для возможности учета одновременно с горячекатаной арматурой периодического профиля введена с коэффициентом $\frac{2100}{2400}$.

Таблица 2.7

Изгибающие моменты в сечениях главной балки

Нагрузка	Временной нагрузкой загружены пролеты	Величина изгибающих моментов (*тм*)		
		I пролет	*II* пролет	Опора *B*
Постоянная нагрузка в виде сосредоточенных сил *G*	—	$M_{1,1} = 0{,}244 \times 5{,}30 \times 5{,}94 = 7{,}69$ $M_{1,2} = 0{,}156 \times 5{,}30 \times 5{,}94 = 4{,}91$	$M_{2,1} = 0{,}067 \times 5{,}30 \times 6{,}00 = 2{,}15$ $M_{2,2} = M_{2,1} = 2{,}15$	$M_B = -0{,}267 \times 5{,}30 \times 6{,}00 = -8{,}49$
Временная нагрузка в виде сосредоточенных сил *P*	*I*; *III*	$M_{1,1} = 0{,}289 \times 7{,}20 \times 5{,}94 = 12{,}35$ $M_{1,2} = 0{,}244 \times 7{,}20 \times 5{,}94 = 10{,}48$	$M_{2,1} = -0{,}133 \times 7{,}20 \times 6{,}00 = -5{,}75$ $M_{2,2} = M_{2,1} = -5{,}75$	$M_B = -0{,}133 \times 7{,}20 \times 6{,}00 = -5{,}75$
	II	$M_{1,1} = -0{,}044 \times 7{,}20 \times 5{,}94 = -1{,}88$ $M_{1,2} = -0{,}089 \times 7{,}20 \times 5{,}94 = -3{,}81$	$M_{2,1} = 0{,}200 \times 7{,}20 \times 6{,}00 = 8{,}65$ $M_{2,2} = M_{2,1} = 8{,}65$	$M_B = -0{,}133 \times 7{,}20 \times 6{,}00 = -5{,}75$
	I; *II*	$M_{1,1} = 9{,}77$ $M_{1,2} = 5{,}30$	$M_{2,1} = 4{,}18$ $M_{2,2} = 7{,}36$	$M_B = -0{,}311 \times 7{,}20 \times 6{,}00 = -13{,}43$
При одновременном действии постоянной и временной нагрузок	*I*; *III*	$M_{1,1} = 7{,}69 + 12{,}35 = 20{,}04$ $M_{1,2} = 4{,}91 + 10{,}48 = 15{,}39$	$M_{2,1} = 2{,}15 - 5{,}75 = -3{,}60$ $M_{2,2} = M_{2,1} = -3{,}60$	$M_B = -8{,}49 - 5{,}75 = -14{,}24$
	II	$M_{1,1} = 7{,}69 - 1{,}88 = 5{,}81$ $M_{1,2} = 4{,}91 - 3{,}81 = 1{,}10$	$M_{2,1} = 2{,}15 + 8{,}65 = 10{,}80$ $M_{2,2} = M_{2,1} = 10{,}80$	$M_B = -8{,}49 - 5{,}75 = -14{,}24$
	I; *II*	$M_{1,1} = 7{,}69 + 9{,}77 = 17{,}46$ $M_{1,2} = 4{,}91 + 5{,}30 = 10{,}21$	$M_{2,1} = 2{,}15 + 4{,}18 = 6{,}33$ $M_{2,2} = 2{,}15 + 7{,}36 = 9{,}51$	$M_B = -8{,}49 - 13{,}43 = -21{,}92$

Примечание. Огибающая эпюра изгибающих моментов показана на рис. 2.50.

Определение нагрузок

Нагрузки, передаваемые второстепенными балками на главную, учитываются в виде сосредоточенных сил и определяются без учета неразрезности второстепенных балок. Нагрузка от собственного веса ребра главной балки фактически является равномерно распределенной. Для упрощения расчета нагрузку от собственного веса ребра главной балки можно собирать с участка между осями примыкающих пролетов плиты и добавлять к сосредоточенным силам, передающимся от второстепенных балок.

Задаваясь сечением главной балки 30×60 *см*, находим нагрузки на главную балку.

Расчетная нагрузка от собственного веса ребра балки на участке длиной 2,00 *м* $(0{,}60—0{,}08) \times 0{,}30 \times 2{,}00 \times 2{,}50 \times 1{,}1 = 0{,}86$ *т*.

Расчетная постоянная нагрузка, передающаяся от второстепенной балки, $0{,}74 \times 6{,}00 = 4{,}44$ *т*.

Итого, расчетная постоянная нагрузка

$$G = 0{,}86 + 4{,}44 = 5{,}30 \ т.$$

Расчетная временная нагрузка, передающаяся от второстепенной балки,

$$P = 1{,}20 \times 6{,}00 = 7{,}20 \ т.$$

Определение расчетных усилий

Расчетная схема главной балки и схема нагрузок показаны на рис. 2.47. Расчетные усилия в главных балках определяются, как в упругих системах. При определении усилий в главных балках удобно пользоваться табл. 3.6 и 3.7.

Рис. 2.47. Расчетная схема главной балки и расчетные нагрузки.

При симметричной нагрузке и схеме балки усилия достаточно определить только для половины балки. При неравных пролетах главной балки, в случаях, если разница в величине пролетов составляет не больше 10%, определение усилий разрешается производить по таблицам для равнопролетных балок.

Находим расчетные значения изгибающих моментов и поперечных сил с помощью табл. 3.7.

Ввиду нескольких возможных комбинаций нагрузок вычисление величин изгибающих моментов и поперечных сил производим в табличной форме (см. табл. 2.7 и 2.8).

В случае расположения временной нагрузки в пролетах *I* и *II*, табл. 3.7 дает коэффициенты для определения только опорных моментов. Что касается пролетных моментов, то они легко могут быть вычислены путем наложения на эпюру опорных моментов, эпюр, соответствующих простым свободно лежащим на двух опорах балкам (рис. 2.48).

В нашем случае

$$M_B = 13{,}43 \ тм.$$

Дополнительно к усилиям, найденным в табл. 2.7, вычисляем

$$M_C = -0{,}089 \times 7{,}20 \times 6{,}00 = -3{,}85 \ тм.$$

Изгибающие моменты под сосредоточенными грузами в однопролетных свободно лежащих балках на двух опорах:

в *I* пролете $7{,}20 \times 1{,}98 = 14{,}25$ *тм*;
во *II* пролете $7{,}20 \times 2{,}00 = 14{,}40$ *тм*.

В результате сложения эпюры опорных моментов с эпюрамн для свободно лежащнх балок получаем эпюру нзгибающих моментов (рнс. 2.48).

Складывая величнны моментов, указанные на рис. 2.48 с моментами от постоянной нагрузки, получаем окончательные величнны нзгибающих моментов при загружении пролетов *I* и *II* временной нагрузкой:

$M_{1,1} = 7{,}69 + 9{,}77 = 17{,}46$ *тм*
$M_{1,2} = 4{,}91 + 5{,}30 = 10{,}21$ »
$M_{2,1} = 2{,}15 + 4{,}18 = 6{,}33$ »
$M_{2,2} = 2{,}15 + 7{,}36 = 9{,}51$ »

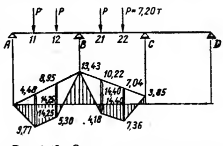


Рис. 2.48. Сложение эпюр опорных моментов с эпюрами изгибающих моментов свободно лежащей балки.

Заметим, что исследовать случай загружения временной нагрузкой пролета *III* нет необходимостн, так как подсчеты показывают, что ни одна из ветвей эпюры моментов, соответствующих этому случаю загруження, не будет являться внешней (огибающей).

Расчетные значення поперечных сил вычнсляем с помощью табл. 3.7 и сводим в табл. 2.8.

Таблица 2.8

Поперечные силы в сечениях главной балки

Нагрузка	Временной нагрузкой загружены пролеты	Величины поперечных снл (в *т*)		
		На опоре *A* справа $Q_A^{пр}$	На опоре *B* слева $Q_B^{лев}$	На опоре *B* справа $Q_B^{пр}$
Постоянная нагрузка в внде сосредоточенных снл *G*	—	$0{,}733 \times 5{,}30 = 3{,}88$	$-1{,}267 \times 5{,}30 = -6{,}72$	$1{,}000 \times 5{,}30 = 5{,}30$
Временная нагрузка в виде сосредоточенных снл *P*	*I*; *III*	$0{,}867 \times 7{,}20 = 6{,}24$	$-1{,}133 \times 7{,}20 = -8{,}16$	0
	II	$-0{,}133 \times 7{,}20 = -0{,}96$	$-0{,}133 \times 7{,}20 = -0{,}96$	$1{,}000 \times 7{,}20 = 7{,}20$
	I; *II*	$0{,}689 \times 7{,}20 = 4{,}96$	$-1{,}311 \times 7{,}20 = -9{,}44$	$1{,}222 \times 7{,}20 = 8{,}80$
Прн одновременном действнн постоянной н временной нагрузок	*I*; *III*	$3{,}88 + 6{,}24 = 10{,}12$	$-6{,}72 - 8{,}16 = -14{,}88$	5,30
	II	$3{,}88 - 0{,}96 = 2{,}92$	$-6{,}72 - 0{,}96 = -7{,}68$	$5{,}30 + 7{,}20 = 12{,}50$
	I; *II*	$3{,}88 + 4{,}96 = 8{,}84$	$-6{,}72 - 9{,}44 = -16{,}16$	$5{,}30 + 8{,}80 = 14{,}10$

Для некоторых случаев загружения в табл. 3.7 не прнведены коэффнциенты для непосредственного определения поперечных снл в нтере-

сующих нас сечениях. В этих случаях поперечные силы легко могут быть определены из рассмотрения соответствующих схем загружения (рис. 2.49). Значения изгибающих моментов при этих схемах загружения берутся из табл. 2.7.

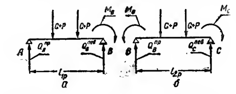


Рис. 2.49. Расчетные схемы для определения поперечных сил в главной балке.

Огибающие эпюры изгибающих моментов и поперечных сил от интересующих нас комбинаций нагрузок показаны на рис. 2.50.

Как указано ниже, можно обойтись без вычисления и построения огибающей эпюры Q.

Подбор сечений арматуры

Вариант с применением сварных каркасов

Главные балки ребристых перекрытий могут армироваться двумя способами:

отдельными пролетными и опорными каркасами;

аналогично второстепенным балкам — пролетными каркасами и сетками в опорных сечениях.

Принимаем армирование пролетными и опорными каркасами; рабочие стержни каркасов — из горячекатаной арматуры периодического профиля из стали марки Ст. 5; поперечные стержни каркасов — гладкие из стали марки Ст. 3.

На основании данных пробного подбора сечений по найденным усилиям сечение балки окончательно принимаем

$$b_р = 25 \text{ см}; \quad h = 60 \text{ см}.$$

Разницей в величине нагрузок и усилий за счет изменения собственного веса балки (ранее учтено сечение балки 30×60 *см*) можно пренебречь.

Для сечений, у которых плита находится в сжатой зоне, расчетную ширину сечения принимаем $b_п = 300$ *см*.

Для сечений, у которых плита находится в растянутой зоне, расчетную ширину сечения принимаем $b_р = 25$ *см*.

Вычисляем полезную высоту:

Для сечения в *I* и *II* пролете — в предположении размещения арматуры в два ряда ($a = 5{,}5$ *см*)

$$h_0 = h - a = 60 - 5{,}5 = 54{,}5 \text{ см}.$$

Для сечения во *II* пролете для верхней арматуры в предположении размещения арматуры в один ряд ($a = 3{,}5$ *см*)

$$h_0 = 60 - 3{,}5 = 56{,}5 \text{ см}.$$

Для опорного сечения — в предположении, что арматура расположена в два ряда под двумя слоями сеток опорной арматуры второстепенных балок. При этом можно также принять:

$$a = 5{,}5 \text{ см} \quad \text{и} \quad h_0 = 54{,}5 \text{ см}.$$

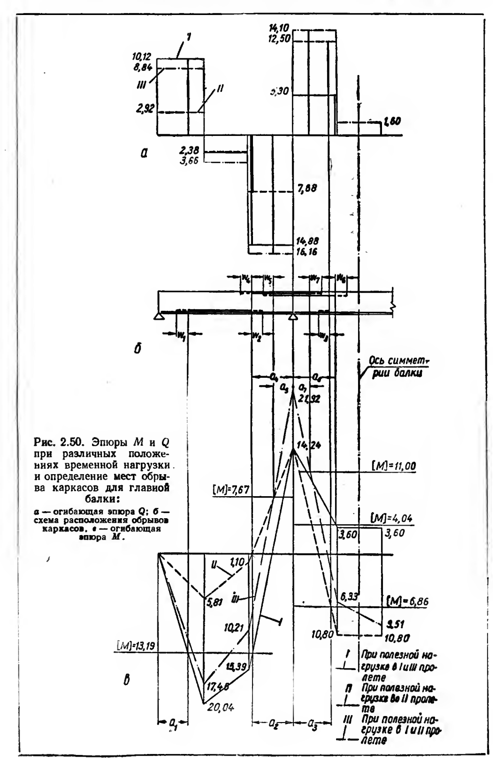


Рис. 2.50. Эпюры M и Q при различных положениях временной нагрузки и определение мест обрыва каркасов для главной балки:

а — огибающая эпюра Q; *б* — схема расположения обрывов каркасов, *в* — огибающая эпюра M.

Расчет продольной арматуры

Определяем площадь продольной арматуры в пролетных сечениях. Плита находится в сжатой зоне — расчетная ширина сечения $b_п = 300$ *см*.

В I пролете $M_I = 20{,}04$ *тм*;

$$A_0 = \frac{M}{mb_п h_0^2 R_и} = \frac{2\,004\,000}{1{,}0 \times 300 \times 54{,}5^2 \times 80} = 0{,}028.$$

По табл. 1.34 $\gamma_0 = 0{,}984$;

$$F_а = \frac{M}{m\gamma_0 h_0 m_а R_а} = \frac{2\,004\,000}{1{,}0 \times 0{,}984 \times 54{,}5 \times 1{,}0 \times 2400} = 15{,}55 \text{ см}^2.$$

Во II пролете $M_{II} = 10{,}80$ *тм*. $A_0 = \frac{1\,080\,000}{1{,}0 \times 300 \times 54{,}5^2 \times 80} = 0{,}015$; при этом $\gamma_0 = 0{,}993$;

$$F_а = \frac{1\,080\,000}{1{,}0 \times 0{,}993 \times 54{,}5 \times 1{,}0 \times 2400} = 8{,}30 \text{ см}^2.$$

Во II пролете также может действовать отрицательный изгибающий момент $M = -3{,}60$ *тм*.

Для восприятия этого изгибающего момента необходимо предусмотреть арматуру у верхней грани балки. Плита в этом случае находится в растянутой зоне — расчетная ширина сечения $b_р = 25$ *см*,

$$A_0 = \frac{360\,000}{1{,}0 \times 25 \times 56{,}5^2 \times 80} = 0{,}56;$$

при этом $\gamma_0 = 0{,}971$;

$$F_а = \frac{360\,000}{1{,}0 \times 0{,}971 \times 56{,}5 \times 1{,}0 \times 2400} = 2{,}73 \text{ см}^2.$$

Определяем площадь продольной арматуры в опорном сечении на опоре B. Плита находится в растянутой зоне — расчетная ширина сечения $b_р = 25$ *см*. Найденный в табл. 2.7 расчетный изгибающий момент на опоре B равен $M_B = -21{,}92$ *тм* и относится к сечению по оси опоры.

Площадь продольной арматуры определяется для сечения по грани опоры, т. е. по грани нижней колонны. Так как площадь арматуры в сечениях по грани опоры справа и слева одинакова, находим больший из изгибающих моментов

$$M_{B\ грани} = M_B + \frac{Q_B^{пр} h_к}{2} = -21{,}92 + \frac{14{,}10 \times 0{,}40}{2} = -19{,}10 \text{ тм},$$

где $h_к$ — ширина опоры (высота поперечного сечения колонны), принятая предварительно 0,40 *м*;

$Q_B^{пр}$ — поперечная сила, вычисленная для сечения на опоре B (справа).

$$A_0 = \frac{1\,910\,000}{1{,}0 \times 25 \times 54{,}5^2 \times 80} = 0{,}322;$$

$$\gamma_0 = 0{,}798;$$

$$F_а = \frac{1\,910\,000}{1{,}0 \times 0{,}798 \times 54{,}5 \times 1{,}0 \times 2400} = 18{,}3 \text{ см}^2.$$

Принимаем следующее армирование.

В I пролете — два каркаса с двумя рабочими стержнями N18 в каждом каркасе и один каркас с двумя рабочими стержнями N20, всего 4N18 и 2N20; $F_а = 16{,}42$ *см*$^2 > 15{,}55$ *см*^{2}.

Во втором пролете — два каркаса с двумя рабочими стержнями N18 в каждом каркасе, всего 4N18; $F_а = 10{,}17$ *см*² > 8,30 *см*².

Верхние стержни каркасов принимаем 1N14, всего 2N14, $F_а = 3{,}08$ *см*² > 2,73 *см*².

На опоре B — два каркаса с двумя рабочими стержнями N20 в каждом из них и два отдельных стержня N20; всего 6N20; $F_а = 18{,}84$ *см*² > 18,3 *см*².

Расчет поперечных стержней каркаса

Проверяем условие (1.114) в сечении у опоры A

$$mR_рbh_0 = 1{,}0 \times 5{,}2 \times 25 \times 54{,}5 = 7090 \text{ кг} < Q_A^{пр} = 10\,120 \text{ кг}.$$

Так как $Q_A^{пр}$ — меньшая из поперечных сил, то, очевидно, что в остальных сечениях условие (1.114) также не удовлетворяется. Площадь поперечных стержней во всех сечениях необходимо принимать по расчету.

По наибольшей поперечной силе находим предельное расстояние между поперечными стержнями

$$u = \frac{0{,}1mR_иbh_0^2}{Q} = \frac{0{,}1 \times 1{,}0 \times 80 \times 25 \times 54{,}5^2}{16\,160} = 36{,}8 \text{ см}.$$

Расстояние между поперечными стержнями должно быть не более половины высоты балки (в нашем случае $0{,}5 \times 60 = 30$ *см*). Принимаем расстояние между поперечными стержнями $a_x = 30$ *см*.

Определяем диаметр поперечных стержней.

В сечении на опоре A ($Q_A^{пр} = 10\,120$ *кг*) при двух каркасах.

Из формулы (1.132) находим усилие, которое должны воспринять поперечные стержни на единице длины балки,

$$q_x = \frac{\left(\frac{Q}{m}\right)^2}{0{,}6R_иbh_0^2} = \frac{\left(\frac{10\,120}{1{,}0}\right)^2}{0{,}6 \times 80 \times 25 \times 54{,}5^2} = 28{,}70 \text{ кг/см}.$$

Из формулы (1.131)

$$f_x = \frac{q_xa_x}{m_аm_нR_аn} = \frac{28{,}70 \times 30}{1{,}0 \times 0{,}8 \times 2100 \times 2} = 0{,}26 \text{ см}^2.$$

По табл. 1.15 минимальный диаметр поперечных стержней при рабочих стержнях N20 *мм* составляет 8 *мм*. Принимаем поперечные стержни $d = 8$ *мм*; $f_x = 0{,}50$ *см*² > 0,26 *см*².

Аналогично в сечении на опоре B (слева) при четырех каркасах:

$$q_x = \frac{\left(\frac{16\,160}{1{,}0}\right)^2}{0{,}6 \times 80 \times 25 \times 54{,}5^2} = 73{,}0 \text{ кг/см};$$

$$f_x = \frac{73 \times 30}{1{,}0 \times 0{,}8 \times 2100 \times 4} = 0{,}33 \text{ см}^2 < 0{,}50 \text{ см}^2.$$

Принимаем поперечные стержни $d = 8$ *мм*.

Очевидно, что для сечения у опоры B справа при диаметре поперечных стержней $d = 8$ *мм* прочность достаточна.

Определение мест обрыва каркасов и отдельных стержней

Места обрыва каркасов и стержней определяем, задаваясь следующим характером армирования:

а) в *I* пролете обрывается средний каркас (2N20) со стороны опор *A* и *B*;

б) во *II* пролете обрываются верхние стержни в обоих каркасах (2N18) со стороны опор *B* и *C*;

в) верхние отдельные стержни опорной арматуры обрываются в тех же сечениях, что и опорные каркасы (сечения, ближайшие к опоре *B*).

Находим места теоретического обрыва каркасов.

Обрыв среднего каркаса в *I* пролете (2N20)

Оставшаяся арматура составляет 4N18; $F_a = 10{,}17$ *см²*.

Находим расчетную несущую способность сечения, армированного арматурой с площадью $F_a = 10{,}17$ *см²*,

$$\alpha = \frac{F_a m_a R_a}{b h_0 R_и} = \frac{10{,}17 \times 1{,}0 \times 2400}{300 \times 54{,}5 \times 80} = 0{,}019.$$

По табл. 1.34 $\gamma_0 = 0{,}990$.

Расчетная несущая способность сечения

$$[M] = mF_a m_a R_a \gamma_0 h_0 = 1{,}0 \times 10{,}17 \times 1{,}0 \times 2400 \times 0{,}990 \times 54{,}5 = \\ = 1\,319\,000 \text{ кгсм} = 13{,}19 \text{ тм}.$$

По огибающей эпюре изгибающих моментов (рис. 2.50) определяем расположение сечений, где расчетный изгибающий момент $M = 13{,}19$ *тм*:

$$a_1 = \frac{5{,}94 \times 13{,}19}{3 \times 20{,}04} = 1{,}30 \text{ м};$$

$$a_2 = \frac{5{,}94\,(13{,}19 + 14{,}24)}{3\,(15{,}39 + 14{,}24)} = 1{,}83 \text{ м}.$$

Обрыв второго ряда рабочих стержней каркасов во *II* пролете (2N18).

Оставшаяся арматура 2N18; $F_a = 5{,}09$ *см²*. Новая полезная высота $h_0 = 56{,}5$ *см*;

$$\alpha = \frac{5{,}09 \times 1{,}0 \times 2400}{300 \times 56{,}5 \times 80} = 0{,}009.$$

По табл. 1.34 $\gamma_0 = 0{,}995$.

Расчетная несущая способность сечения

$$[M] = 1{,}0 \times 5{,}09 \times 1{,}0 \times 2400 \times 0{,}995 \times 56{,}5 = 686\,000 \text{ кгсм} = \\ = 6{,}86 \text{ тм};$$

$$a_3 = \frac{6{,}00\,(14{,}24 + 6{,}86)}{3\,(14{,}24 + 10{,}80)} = 1{,}69 \text{ м}.$$

Обрыв опорных каркасов в *I* пролете

Местом теоретического обрыва одного из опорных каркасов является сечение, где не действуют отрицательные изгибающие моменты ни при каких комбинациях временной нагрузки (в нашем случае наиболее удаленное от опоры *B* сечение, где $M = 0$, соответствует расположению временной нагрузки на *II* пролете).

4N20 + 2N20

Второй каркас обрывается по общим правилам. В этом же сеченни обрываем также дополнительные отдельные стержни 2N20.

Находнм велнчнну расчетной несущей способности сечения, армнрованного одним каркасом $F_a = 6{,}28$ *см²* (2N20) при расположении плнты в растянутой зоне,

$$\alpha = \frac{6{,}28 \times 1{,}0 \times 2400}{25 \times 54{,}5 \times 80} = 0{,}138.$$

По табл. 1.34 $\gamma_0 = 0{,}931$

$[M] = 1{,}0 \times 6{,}28 \times 1{,}0 \times 2400 \times 0{,}931 \times 54{,}5 = 767\,000$ *кгсм* $= 7{,}67$ *тм.*

По огибающей эпюре нзгибающих моментов (рнс. 2.50) определяем положение мест теоретического обрыва каркасов:

$$a_4 = \frac{5{,}94 \times 14{,}24}{3\,(14{,}24 + 1{,}10)} = 1{,}84 \text{ м};$$

$$a_5 = \frac{5{,}94\,(21{,}92 - 7{,}67)}{3\,(21{,}92 + 10{,}21)} = 0{,}88 \text{ м}.$$

Обрыв опорных каркасов во *II* пролете

Местом теоретнческого обрыва одного нз каркасов является сеченне, где недостаточна площадь поперечного сечения верхннх стержней пролетных каркасов (2N14); $F_a = 3{,}08$ *см²*.

Второй каркас обрывается по общим правилам. Там же обрываются и дополннтельные отдельные стержнн 2N20.

Расчетная несущая способность сечения (плнта находится в растянутой зоне):

прн $F_a = 3{,}08$ *см²* (2N14);

$$\alpha = \frac{3{,}08 \times 1{,}0 \times 2400}{25 \times 56{,}5 \times 80} = 0{,}066; \ \gamma_0 = 0{,}967;$$

$[M] = 1{,}0 \times 3{,}08 \times 1{,}0 \times 2400 \times 0{,}967 \times 56{,}5 = 404\,000$ *кгсм* $= 4{,}04$ *тм.*

Прн $F_a = 6{,}28 + 3{,}08 = 9{,}36$ *см²* (2N20 н 2N14);

$$\alpha = \frac{9{,}36 \times 1{,}0 \times 2400}{25 \times 54{,}5 \times 80} = 0{,}206; \ \gamma_0 = 0{,}897;$$

$$[M] = 1{,}0 \times 9{,}36 \times 1{,}0 \times 2400 \times 0{,}897 \times 54{,}5 = 1\,100\,000 \text{ кгсм} = 11{,}00 \text{ тм}.$$

По эпюре определяем расстояння a_6 н a_7:

$$a_6 = \frac{6{,}00\,(14{,}24 - 4{,}04)}{3\,(14{,}24 - 3{,}60)} = 1{,}91 \text{ м};$$

$$a_7 = \frac{6{,}00\,(21{,}92 - 11{,}0)}{3\,(21{,}92 + 6{,}33)} = 0{,}77 \text{ м}.$$

Вычнсляем расстояния w, на которые необходимо продолжнть каркасы за места теоретнческого обрыва.

По эпюре поперечных снл (рнс. 2.50) определяем поперечные снлы в найденных сеченнях теоретического обрыва каркасов (прн том же расположении временной нагрузкн, прн котором взяты изгибающие моменты в вертнкальных сечениях теоретического обрыва):

$Q_{a1} = 10{,}12$ *т*; $Q_{a4} = 7{,}68$ *т*;

$Q_{a2} = 14{,}88$ *т*; $Q_{a5} = 16{,}16$ *т*;

$Q_{a3} = 12{,}50$ *т*; $Q_{a6} = 5{,}30$ *т*;

$Q_{a7} = 14{,}10$ *т*.

Следует заметить, что в рассматриваемом случае определение поперечных сил, соответствующих изгибающим моментам, может быть произведено проще, без построения огибающей эпюры Q.

Для этого можно воспользоваться известным соотношением

$$Q = \frac{dM}{dx} = \operatorname{tg} \alpha,$$

где α — угол наклона к оси балки касательной в соответствующей точке ветви, огибающей эпюры моментов.

Для главных балок, при прямолинейном очертании ветвей эпюры M, вычисление $\operatorname{tg} \alpha$ осуществляется весьма просто.

Так, например, пользуясь огибающей эпюрой M (рис. 2.50), находим:

$$Q_{a1} = \frac{20{,}04 \times 3}{5{,}94} = 10{,}10 \ m;$$

$$Q_{a2} = \frac{(15{,}39 + 14{,}24)\,3}{5{,}94} = 14{,}97 \ m;$$

$$Q_{a3} = \frac{(14{,}24 + 10{,}80)\,3}{6{,}00} = 12{,}52 \ m;$$

$$Q_{a4} = \frac{(1{,}10 + 14{,}24)\,3}{5{,}94} = 7{,}74 \ m;$$

$$Q_{a5} = \frac{(21{,}92 + 10{,}21)\,3}{5{,}94} = 16{,}20 \ m;$$

$$Q_{a6} = \frac{(14{,}24 - 3{,}60)\,3}{6{,}00} = 5{,}32 \ m;$$

$$Q_{a7} = \frac{(21{,}92 + 6{,}33)\,3}{6{,}00} = 14{,}13 \ m.$$

Таким образом, мы получили значительно более простым способом те же значения поперечных сил, что были установлены выше при помощи табл. 3.7 и построения огибающей эпюры Q.

Заметим, что при определении Q_{a5} и Q_{a7} надо следить за тем, чтобы было гарантировано получение наибольших возможных значений выражений $a_5 + w_5$ и $a_7 + w_7$.

Вычисляем усилие в поперечных стержнях на единицу длины балки, принимая коэффициент условий работы $m_{н} = 1{,}0$.

При трех каркасах в сечении

$$q_x = m_a m_{н} \frac{R_a f_x n}{a_x} = 1{,}0 \times 1{,}0 \, \frac{2100 \times 0{,}50 \times 3}{30} = 105 \ кг/см;$$

при четырех каркасах в сечении

$$q_x = 1{,}0 \times 1{,}0 \, \frac{2100 \times 0{,}50 \times 4}{30} = 140 \ кг/см.$$

Так как в каркасах косых стержней нет, принимаем $Q_{от} = 0$. Величина q_x вычисляется по количеству каркасов в сечении, включая обрываемый каркас. При определении w_2 будем учитывать четыре каркаса ($q_x = 140$ *кг/см*), так как средний пролетный каркас и опорный каркас перекрывают друг друга.

Расстояния w:

$$w_1 = \frac{Q - Q_{от}}{2q_x} + 5d = \frac{10\,120}{2 \times 105} + 5 \times 2{,}0 = 48{,}2 + 10 =$$
$$= 58{,}2 \ см > 20 \times 2 = 40 \ см,$$

принимаем $w_1 = 59$ *см*;

$$w_2 = \frac{14\,880}{2 \times 140} + 5 \times 2{,}0 = 53{,}0 + 10{,}0 = 63{,}0 \text{ см} > 40 \text{ см},$$

принимаем $w_2 = 63$ *см*;

$$w_3 = \frac{12\,500}{2 \times 105} + 5 \times 1{,}8 = 59{,}5 + 9 = 68{,}5 \text{ см} > 20 \times 1{,}8 = 36 \text{ см},$$

принимаем $w_3 = 69$ *см*;

$$w_4 = \frac{7680}{2 \times 140} + 5 \times 2{,}0 = 27{,}4 + 10{,}0 = 37{,}4 \text{ см} < 20 \times 2{,}0 = 40 \text{ см},$$

принимаем $w_4 = 40$ *см*;

$$w_5 = \frac{16\,160}{2 \times 140} + 5 \times 2{,}0 = 57{,}7 + 10{,}0 = 67{,}7 \text{ см} > 40 \text{ см},$$

принимаем $w_5 = 68$ *см*;

$$w_6 = \frac{5300}{2 \times 105} + 5 \times 2{,}0 = 25{,}2 + 10{,}0 = 35{,}2 \text{ см} < 40 \text{ см},$$

принимаем $w_6 = 40$ *см*;

$$w_7 = \frac{14\,100}{2 \times 140} + 5 \times 2{,}0 = 50{,}4 + 10{,}0 = 60{,}4 \text{ см} > 40 \text{ см},$$

принимаем $w_7 = 61$ *см*.

Вычисляем расстояния от опор до мест действительного обрыва каркасов:

$a_1 - w_1 = 1{,}30 - 0{,}59 = 0{,}71$ *м*
$a_2 - w_2 = 1{,}83 - 0{,}63 = 1{,}20$ »
$a_3 - w_3 = 1{,}69 - 0{,}69 = 1{,}00$ »
$a_4 + w_4 = 1{,}84 + 0{,}40 = 2{,}24$ »
$a_5 + w_5 = 0{,}88 + 0{,}68 = 1{,}56$ »
$a_6 + w_6 = 1{,}91 + 0{,}40 = 2{,}31$ »
$a_7 + w_7 = 0{,}77 + 0{,}61 = 1{,}38$ »

Следует подчеркнуть, что огибающая эпюра изгибающих моментов для главной балки может быть построена более быстро и просто с помощью таблиц Мерша (см. табл. 3.6).

Ординаты изгибающих моментов в сечениях главной балки, необходимые для построения огибающей эпюры, приведены в табл. 2.9. Огибающая эпюра изгибающих моментов, построенная по данным табл. 2.9, показана на рис. 2.51.

Из сравнения эпюр, изображенных на рис. 2.50 и 2.51, видно, что эпюра, построенная по таблицам Мерша, полностью дает нужные для расчета внешние ветви огибающей эпюры.

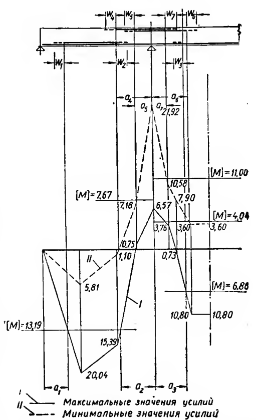


Рис. 2.51. Огибающие эпюры M, полученные с помощью таблицы Мерша, и определение мест обрыва каркасов для главной балки.

Вместе с тем использование таблиц Мерша значительно упрощает расчет.

Таблица 2.9

Изгибающие моменты в сечениях главной балки

$\frac{x}{l}$	Моменты от постоянной нагрузки			Моменты от временной нагрузки			Расчетные моменты (в *тм*)	
	α	Gl	$M_G = \alpha Gl$ (в *тм*)	β	Pl	$M_P = \beta Pl$ (в *тм*)	M_{max}	M_{min}
0,00	0,00	5,30 × 5,94 = 31,50	0,00	0,00 0,00	7,20 × 5,94 = 42,77	0,00 0,00	0,00	0,00
0,333	+0,2444		+7,69	+0,2889 —0,0444		+12,35 —1,88	+20,04	+5,81
0,667	+0,1555		+4,91	+0,2444 —0,0889		+10,48 —3,81	+15,39	+1,10
0,849	—0,0750		—2,36	+0,0377 —0,1127		+1,61 —4,82	—0,75	—7,18
1,00	—0,2667	5,30 × 6,00 = 31,80	—8,49	+0,0444 —0,3111	7,20 × 6,00 = 43,20	+1,92 —13,43	—6,57	—21,92
1,133	—0,1333		—4,24	+0,0133 —0,1467		+0,48 —6,34	—3,76	—10,58
1,20	—0,0667		—2,15	+0,0667 —0,1333		+2,88 —5,75	+0,73	—7,90
1,333	+0,0667		+2,15	+0,2000 —0,1333		+8,65 —5,75	+10,80	—3,60
1,50	+0,0667		+2,15	+0,2000 —0,1333		+8,65 —5,75	+10,80	—3,60

Для иллюстрации приводим некоторые этапы дальнейшей техники расчета, которые совершенно аналогичны приведенным выше.

Определение расстояний a от опор до мест теоретического обрыва стержней.

$$a_1 = \frac{0,333 \times 5,94 \times 13,19}{20,04} = 1,30 \text{ м};$$

$$a_2 = \frac{(0,849 - 0,667)\, 5,94\, (13,19 + 0,75)}{15,39 + 0,75} + (1 - 0,849)\, 5,94 = 0.934 + $$

$$+ 0,86 = 1,83 \text{ м};$$

$$a_3 = \frac{(1{,}333 - 1{,}20)\,6{,}0\,(6{,}86 - 0{,}73)}{10{,}80 - 0{,}73} + (1{,}20 - 1{,}00)6{,}0 = 0{,}485 + 1{,}20 = 1{,}69\ м;$$

$$a_4 = \frac{(0{,}849 - 0{,}667)\,5{,}94 \times 7{,}18}{7{,}18 + 1{,}10} + (1 - 0{,}849)5{,}94 = 0{,}937 +$$
$$+ 0{,}896 = 1{,}83\ м;$$

$$a_5 = \frac{(1 - 0{,}849)\,5{,}94\,(21{,}92 - 7{,}67)}{(21{,}92 - 7{,}18)} = 0{,}88\ м;$$

$$a_6 = \frac{(1{,}333 - 1{,}20)\,6{,}0\,(7{,}90 - 4{,}04)}{7{,}90 - 3{,}60} + (1{,}20 - 1{,}00)\,6{,}0 = 0{,}72 + 1{,}20 = 1{,}92\ м;$$

$$a_7 = \frac{(1{,}133 - 1{,}0)\,6{,}0\,(21{,}92 - 11{,}00)}{21{,}92 - 10{,}58} = 0{,}77\ м.$$

При использовании таблиц Мерша определение поперечных сил, соответствующих изгибающим моментам в местах теоретического обрыва продольной растянутой арматуры (указанные поперечные силы необходимы для вычисления длин перепусков w), может быть произведено без построения огибающей эпюры Q.

Как уже было указано (стр. 332), для определения Q достаточно вычислить тангенсы углов наклона к оси балки соответствующих ветвей огибающей эпюры M.

Таким образом, получаем (рис. 2.51):

$$Q_{a1} = \frac{20{,}04}{0{,}333 \times 5{,}94} = 10{,}10\,т;$$

$$Q_{a2} = \frac{15{,}39 + 0{,}75}{(0{,}849 - 0{,}667)\,5{,}94} = 14{,}92\,т;$$

$$Q_{a3} = \frac{10{,}80 - 0{,}73}{(1{,}333 - 1{,}20)\,6{,}00} = 12{,}52\,т;$$

$$Q_{a4} = \frac{7{,}18 + 1{,}10}{(0{,}849 - 0{,}667)\,5{,}94} = 7{,}68\ т;$$

$$Q_{a5} = \frac{21{,}92 - 7{,}18}{(1{,}00 - 0{,}849)\,5{,}94} = 16{,}44\,т;$$

$$Q_{a6} = \frac{7{,}90 - 3{,}60}{(1{,}333 - 1{,}20)\,6{,}00} = 5{,}39\ т;$$

$$Q_{a7} = \frac{21{,}92 - 10{,}58}{(1{,}133 - 1{,}00)\,6{,}00} = 14{,}20\,т.$$

Как уже отмечалось, при определении Q_{a5} и Q_{a7} надо следить за тем, чтобы было гарантировано получение наибольших возможных значений $a_5 + w_5$ и $a_7 + w_7$.

Расчет дополнительных сеток в местах опирания второстепенных балок

Определяем длину зоны и сечение дополнительных поперечных стержней в местах опирания второстепенных балок. Длина зоны $S = 2h_1 + 3b = 2\,(60 - 40) + 3 \times 20 = 100\ см$; необходимое сечение поперечных стержней

$$F_п = \frac{P}{mm_a R_a} = \frac{5300 + 7200}{1{,}0 \times 1{,}0 \times 2100} = 5{,}95\ см^2.$$

Вариант с вязаной арматурой

Материалы и их прочностные характеристики, а также коэффициенты условий работы принимаем те же, что в расчете для варианта со сварными каркасами.

Полезную высоту сечения балки принимаем в предположении, что арматура расположена:
в *I* пролете — в два ряда ($a = 5{,}5$ *см*)

$$h_0 = h - a = 60 - 5{,}5 = 54{,}5 \text{ см};$$

во *II* пролете — в один ряд ($a = 3{,}5$ *см*)

$$h_0 = 60 - 3{,}5 = 56{,}5 \text{ см};$$

в сечении на опоре B — в два ряда с учетом размещения над ней опорной арматуры второстепенных балок ($a = 7{,}0$ *см*)

$$h_0 = 60 - 7{,}0 = 53 \text{ см}.$$

Сечение продольной арматуры в *I* пролете и верхней арматуры во *II* пролете, очевидно, не будет отличаться от найденного в варианте с применением сварных каркасов:

в *I* пролете $F_a = 15{,}55$ *см*²;
во *II* пролете верхняя арматура $F_a = 2{,}73$ *см*².

Во *II* пролете и на опоре B площадь поперечного сечения арматуры пересчитываем, так как изменилась полезная высота сечения h_0.

Расчетный изгибающий момент во *II* пролете:

$$M_{II} = 10{,}80 \text{ тм};$$

$$A_0 = \frac{1\,080\,000}{1{,}0 \times 300 \times 56{,}5^2 \times 80} = 0{,}014;$$

$$\gamma_0 = 0{,}993; \quad F_a = \frac{1\,080\,000}{1{,}0 \times 0{,}993 \times 56{,}5 \times 1{,}0 \times 2400} = 8{,}00 \text{ см}^2.$$

Расчетный изгибающий момент в сечении по грани опоры B:

$$M_{B\,\text{грани}} = -19{,}10 \text{ тм};$$

$$A_0 = \frac{1\,910\,000}{1{,}0 \times 25 \times 53^2 \times 80} = 0{,}34;$$

$$\gamma_0 = 0{,}783; \quad F_a = \frac{1\,910\,000}{1{,}0 \times 0{,}783 \times 53 \times 1{,}0 \times 2400} = 19{,}20 \text{ см}^2.$$

В отличие от варианта армирования сварными каркасами диаметр и количество стержней уточняются при конструировании.

Расчет хомутов и отогнутых стержней

Результаты проверки условия (1.114) и наибольшее расстояние между хомутами принимаем по варианту со сварными каркасами. Расстояние между хомутами принимаем $a_x = 30$ *см*.

Диаметр хомутов принимаем 6 *мм* ($f_x = 0{,}28$ *см*²); хомуты двухветвенные.

Предельное усилие в хомутах на 1 *пог. см* длины балки

$$q_x = m_a m_н \frac{R_a f_x n}{a_x} = 1{,}0 \times 0{,}8 \frac{2100 \times 0{,}28 \times 2}{30} = 31{,}3 \text{ кг/см}.$$

Предельная поперечная сила, которая может быть воспринята бетоном сжатой зоны и хомутами,

$$Q_{x.б} = \sqrt{0{,}6 R_и b h_0^2 q_x} = \sqrt{0{,}6 \times 80 \times 25 \times 53^2 \times 31{,}3} = 10\,290 \text{ кг}.$$

Из рассмотрения значений поперечных сил видно, что условие $Q \leqslant mQ_{х.б}$ удовлетворяется в сечении у опоры A ($Q_A = 10\,120$ *кг* $< 1{,}0 \times$ $\times\, 10\,290$ *кг*) и на участках между второстепенными балками во всех пролетах.

Для сечения у опоры B слева и справа условие $Q \leqslant mQ_{х.б}$ не удовлетворено и, следовательно, на участках от опоры B до ближайших второстепенных балок требуется постановка отогнутых стержней.

Находим площадь поперечного сечения отогнутых стержней в каждой плоскости:

в *I* пролете (у опоры B слева)

$$F_0 = \frac{Q - mQ_{х.б}}{m \cdot m_н \cdot m_а \cdot R_а \sin \alpha} = \frac{16\,160 - 1{,}0 \times 10\,290}{1{,}0 \times 0{,}8 \times 1{,}0 \times 2400 \times 0{,}707} = 4{,}32 \text{ см}^2;$$

во *II* пролете (у опоры B справа)

$$F_0 = \frac{14\,100 - 1{,}0 \times 10\,290}{1{,}0 \times 0{,}8 \times 1{,}0 \times 2400 \times 0{,}707} = 2{,}80 \text{ см}^2.$$

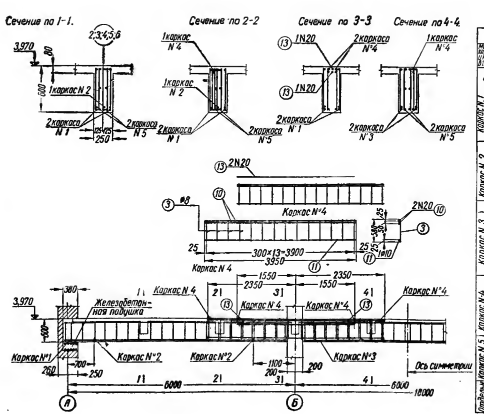
Отгибы располагаем под углом 45° к оси балки ($\sin 45° = 0{,}707$).

Количество плоскостей отгибов определяем при конструировании таким образом, чтобы отогнутыми стержнями перекрывался весь участок главной балки от опоры до второстепенной балки.

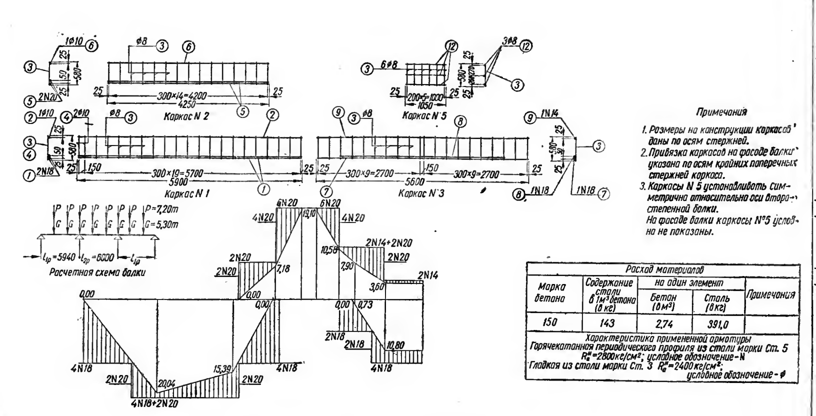
Таблица 2.10

Вычисление ординат эпюры материалов (рис. 2.53)

Диаметр и количество стержней	Количество рядов арматуры	h_0 (в *см*)	$F_а$ (в *см*²)	$mm_аR_а$ (в *кг/см*²)	$\alpha = \frac{F_а m_а R_а}{b h_0 R_и}$	γ_0	$\gamma_0 h_0$ (в *см*)	$[M] = mm_а F_а R_а \gamma_0 h_0$ (в *тм*)
Пролетная арматура ($b = 300$ *см*)								
I пролет								
2N18	1	56,5	5,09	2400	0,009	0,995	56,0	6,85
2N18 + 2N22	1	56,5	12,69		0,022	0,989	55,8	17,00
3N18 + 2N22	2	54,0	15,23		0,030	0,985	53,2	19,45
4N18 + 2N22	2	54,0	17;77		0,035	0,983	53,0	22,60
II пролет								
2N14	1	56,5	3,08	2400	0,006	0,995	56,0	4,14
2N14 + 2N18	1	56,6	8,17		0,014	0,993	56,0	11,00
4N14 + 2N18	2	54,0	11,25		0,021	0,990	53,3	14,35
Опорная арматура ($b = 25$ *см*)								
2N22	1	54,5	7,60	2400	0,167	0,917	50,0	9,14
2N22 + 2N18	2	51,5	12,69		0,296	0,852	43,8	13,40
4N22 + 2N18	2	51,5	20,29		0,473	0,763	39,3	19,15
4N22	1	54,5	15,20		0,335	0,833	45,4	16,55
2N14	1	54,5	3,08		0,068	0,964	52,5	3,88



Спецификация арматуры на один элемент								Выборка арматуры на один элемент		
Марка каркаса и кол-во в 1 элем.	N N стерж.	Эскиз	ф или N (в мм)	l (в мм)	n (шт) в 1 каркасе	n (шт) в 1 элементе	nl (в м)	ф или N (в мм)	Σnl (в м)	Вес (в кг)
Каркас N 1 шт. правых-2 левых-2	1	5900	N18	5900	2	8	47,20	ф8	157,0	62,0
	2	5900	ф10	5900	1	4	23,60	ф10	53,0	33,0
	3	580	ф8	580	19	76	44,10			
	4	580	ф10	580	2	8	4,64	Итого		95,0
Каркас N 2 шт. 2	3	См. выше	ф8	580	15	30	17,40	N14	11,0	13,0
	5	4250	N20	4250	2	4	17,00	N18	66,0	132,0
	6	4250	ф10	4250	1	2	8,50	N20	61,0	151,0
Каркас N 3 шт. 2	3	См. выше	ф8	580	20	40	23,20	Итого		296,0
	7	5600	N18	5600	1	2	11,20			
	8	4400	N18	4400	1	2	8,80			
	9	5600	N14	5600	1	2	11,20			
Каркас N 4 шт. 4	3	См. выше	ф8	580	14	56	32,50			
	10	3950	N20	3950	2	8	31,60			
	11	3950	ф10	3950	1	4	15,80			
Каркас N 5 шт. 6	3	См выше	ф8	580	6	36	20,90			
	12	1050	ф8	1050	3	18	18,90			
Отдельн. стержни	13	3100	N20	3100	–	4	12,40			



Марка бетона	Содержание стали в 1 м³ бетона (в кг)	Расход материалов на один элемент: Бетон (в м³)	Расход материалов на один элемент: Сталь (в кг)	Примечания
150	143	2,74	391,0	

Характеристика применённой арматуры
Горячекатанная периодического профиля из стали марки Ст. 5 $R_a^н$=2800 кг/см²; условное обозначение – N
Гладкая из стали марки Ст. 3 $R_a^н$=2400 кг/см²; условное обозначение – ϕ

Рис. 2.52. Конструкция главной балки, армированной сварными каркасами.

Конструирование

Конструкция главной балки в варианте армирования сварными каркасами показана на рис. 2.52.

Анкеровка каркасов на первой опоре выполнена в соответствии с указаниями на стр. 148. Размеры опорных каркасов несколько откорректированы с целью унификации. Длина среднего пролетного каркаса также несколько изменена по сравнению с расчетной и принята кратной шагу поперечных стержней.

Конструкция главной балки в варианте армирования отдельными стержнями показана на рис. 2.53. Количество плоскостей отогнутых стержней принято с таким расчетом, чтобы был перекрыт весь участок балки от опоры до первой второстепенной балки. При этом отгибы несколько раздвинуты и последний не доведен до оси второстепенной балки в пределах, разрешаемых указаниями, приведенными на стр. 181.

Заводка стержней опорной арматуры в примыкающие пролеты выполнена в соответствии с эпюрой материалов. Вычисление ординат эпюры материалов приведено в табл. 2.10.

РАСЧЕТ КОЛОННЫ

Определение расчетных усилий

При расчете колонн монолитных ребристых перекрытий их часто рассматривают, как центрально сжатые. В отдельных случаях учитывают изгибающий момент от поворота опорных сечений монолитно связанной с колонной главной балки при расположении полезной нагрузки на одном из примыкающих пролетов.

Условия закрепления стержня колонны (для определения расчетной длины и коэффициента продольного изгиба φ) принимаются следующие:

а) примыкание к перекрытию рассматривается как шарнирно-неподвижное опирание;

б) заделка в фундамент рассматривается как полное защемление в уровне верхнего обреза фундамента.

Нагрузки на колонну от балок перекрытия определяются без учета неразрезности последних.

Определяем вертикальные нагрузки на колонну.

Постоянная расчетная нагрузка

Нагрузка, передающаяся от перекрытия через главную балку

$$3 \times 5{,}30 = 15{,}90\ m;$$

собственный вес колонны сечением $0{,}40 \times 0{,}40$ *м*

$$1{,}1 \times 0{,}40 \times 0{,}40\,(4{,}00 + 0{,}80 - 0{,}60)\,2{,}50 = 1{,}85\ m;$$

расчетная нагрузка от выше расположенных этажей (рис. 2.54) 35,00 *т*.

Итого расчетная постоянная нагрузка 52,75 *т*.

Временная расчетная нагрузка

Нагрузка, передающаяся от главной балки:

а) при загружении обоих примыкающих пролетов главной балки

$$3 \times 7{,}20 = 21{,}60\ m;$$

б) при загружении одного примыкающего пролета главной балки

$$\frac{3 \times 7{,}20}{2} = 10{,}80\ m.$$

Расчетная нагрузка от выше расположенных этажей (рис. 2.54) 50,00 *т*.
Итого расчетная временная нагрузка:

а) при загружении обоих примыкающих пролетов главной балки $21{,}60 + 50{,}00 = 71{,}60$ *т*.

б) при загружении одного примыкающего пролета главной балки $10{,}80 + 50{,}00 = 60{,}80$ *т*.

Определяем изгибающие моменты в колонне при расположении полезной нагрузки на одном из примыкающих пролетов главной балки.

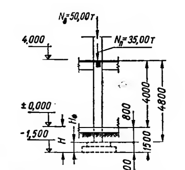


Рис. 2.54. Схема нагрузок на колонну.

Для определения изгибающего момента в колонне при расположении полезной нагрузки на одном из примыкающих пролетов (в нашем случае большую величину дает расположение полезной нагрузки в крайнем пролете) рассматриваем колонны в 1 и 2 этаже и монолитно связанные с ними примыкающие пролеты главной балки, как раму (рис. 2.55).

Определим моменты инерции сечений элементов рамы. Для упрощения моменты инерции вычисляем в *дм*^{4}.

При вычислении момента инерции сечения ригеля учитываем плиту с шириной полки, равной продольному шагу колонн — 6,00 *м* (рис. 2.55, сечение по *I — I*). Так как имеющиеся в нашем случае отношения $\frac{h_п}{h}$ и $\frac{b}{b_п}$ не позволяют воспользоваться графиком для определения моментов инерции

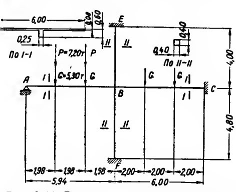


Рис. 2.55. Расчетная схема рамы для определения изгибающих моментов в колонне.

тавровых сечений (см. стр. 201), момент инерции сечения ригеля вычисляем по общим правилам:

Расстояние от центра тяжести сечения до середины толщины плиты

$$y_c = \frac{2{,}5 \times 5{,}2 \times 3{,}0}{60 \times 0{,}8 + 2{,}5 \times 5{,}2} = \frac{39{,}0}{48 + 13} = 0{,}64 \text{ дм}.$$

Момент инерции сечения ригеля (сечение по *I—I*).

$$J_р = \frac{6{,}0 \times 0{,}8^3}{12} + 60 \times 0{,}8 \times 0{,}64^2 + \frac{2{,}5 \times 5{,}2^3}{12} + 2{,}5 \times 5{,}2 \times 2{,}36^2 = 2{,}56 + $$
$$+ 19{,}68 + 29{,}35 + 72{,}45 = 124{,}04 \text{ дм}^4.$$

Момент инерции сечения стойки (рис. 2.55, сечение по *II—II*)

$$J_c = \frac{4 \times 4^3}{12} = 21{,}4 \text{ дм}^4.$$

Определяем погонные жесткости стержней, т. е. величины $i = \frac{EJ}{l}$ (так как все стержни выполнены из одного материала, величину модуля

упругости E в расчете опускаем):

$$\text{ригель } AB \qquad i_{AB} = \frac{124{,}04}{59{,}4} = 2{,}09;$$

$$\text{ригель } BC \qquad i_{BC} = \frac{124{,}04}{60} = 2{,}06;$$

$$\text{стойка } BE \qquad i_{BE} = \frac{21{,}4}{40} = 0{,}54;$$

$$\text{стойка } FB \qquad i_{FB} = \frac{21{,}4}{48} = 0{,}45.$$

В целях упрощения расчета принимаем следующие относительные значения погонных жесткостей:

$$i_{FB} = 1{,}0; \ i_{BE} = \frac{0{,}54}{0{,}45} = 1{,}2; \ i_{AB} \simeq i_{BC} = \frac{2{,}09}{0{,}45} = 4{,}65.$$

Основная система образована из заданной путем введения в узел B защемления.

Изгибающие моменты, возникающие в узле B основной системы от заданной нагрузки:

$$M_{BA} = -\frac{(G+P)\,l}{3} = -\frac{(5{,}30 + 7{,}20)\,5{,}94}{3} = -24{,}80 \text{ тм};$$

$$M_{BC} = 0{,}222Gl = 0{,}222 \times 5{,}30 \times 6{,}00 = 7{,}06 \text{ тм}.$$

Таким образом, на введенное защемление действует неуравновешенный момент $\overline{M}_B$, равный алгебраической сумме моментов, передающихся от стержней AB и BC

$$\overline{M}_B = -24{,}80 + 7{,}06 = -17{,}74 \text{ тм}.$$

Величину интересующих нас моментов M_{BF} и M_{FB} можно получить путем распределения неуравновешенного момента $\overline{M}_B = 17{,}74$ *тм* пропорционально погонным жесткостям всех элементов, сходящихся в узле B. При этом для стержня AB, имеющего шарнирное опирание на левом конце, следует погонную жесткость умножить на 0,75.

Таким образом,

$$M_{BF} = 17{,}74 \frac{1}{4{,}65 \times 0{,}75 + 4{,}65 + 1{,}2 + 1{,}0} = 1{,}72 \text{ тм};$$

$$M_{FB} = \frac{M_{BF}}{2} = \frac{1{,}72}{2} = 0{,}86 \text{ тм}.$$

Расчетная схема колонны нижнего этажа принимается в виде стержня с шарнирно неподвижной опорой в уровне верха перекрытия и защемлением в уровне верхнего обреза фундамента (рис. 2.54). Расчетная свободная длина колонны

$$l_0 = \psi l = 0{,}7\,(4{,}00 + 0{,}80) = 3{,}36 \text{ м}.$$

Расчетными сечениями колонны нижнего этажа являются сечения на уровне низа главной балки и обреза фундамента.

Площадь поперечного сечения арматуры в колоннах, поддерживающих ребристые перекрытия, в пределах этажа обычно принимается постоянной, а арматура — симметричной.

Расчетные комбинации усилий в колонне в верхнем сечении

$$N = 52{,}75 - 1{,}85 + 60{,}8 = 111{,}70 \text{ т}; \ M = 1{,}72 \text{ тм}.$$

В нижнем сечении ввиду незначительности изгибающего момента (0,86 *тм*), расчет ведем на центральное сжатие

$$N = 52{,}75 + 71{,}60 = 124{,}35\ т.$$

Подбор сечений арматуры

Принимаем для армирования колонны горячекатаную арматуру периодического профиля из стали марки Ст. 5.

Сечение колонны принимаем квадратное со стороной $h_c = b_c = 40\ см$;

$$h_0 = 40 - 3{,}5 = 36{,}5\ см;$$
$$h_a = 40 - 2 \times 3{,}5 = 33\ см.$$

Находим отношение

$$\frac{l_0}{a} = \frac{336}{40} = 8{,}4 < 10;$$

Таким образом, продольный изгиб не учитывается.

Определяем площадь арматуры в верхнем сечении колонны.

Эксцентриситет $e_0 = \frac{1{,}72}{111{,}70}100 = 1{,}54\ см < 0{,}15h_0 = 0{,}15 \times 36{,}5 = 5{,}5\ см$;

следовательно, имеет место случай малых эксцентриситетов.

Так как изгибающий момент может иметь оба знака (при полезной нагрузке в одном из примыкающих пролетов), арматуру принимаем симметричную. Сечение арматуры вычисляем по формуле (1.176).

Эксцентриситет до центра тяжести арматуры F_a

$$e = \frac{h_a}{2} + e_0 = \frac{33}{2} + 1{,}54 \approx 18\ см;$$

$$F_a = F'_a = \frac{Ne - m0{,}4bh_0^2R_и}{mm_aR_ah_a} = \frac{111\,700 \times 18{,}0 - 1{,}0 \times 0{,}4 \times 40 \times 36{,}5^2 \times 80}{1{,}0 \times 1{,}0 \times 2400 \times 33} =$$
$$= \frac{2\,010\,000 - 1\,705\,000}{79\,200} = 3{,}85\ см^2.$$

Полная площадь арматуры в сечении

$$F_a + F'_a = 2 \times 3{,}85 = 7{,}70\ см^2.$$

Определяем площадь арматуры в нижнем сечении колонны.

По табл. 1.31 коэффициент продольного изгиба $\varphi = 1{,}00$.

По формуле (1.19)

$$F_a = \frac{N - m\varphi R_{пр}F_б}{m\varphi m_aR_a} = \frac{124\,350 - 1{,}0 \times 1{,}0 \times 65 \times 40 \times 40}{1{,}0 \times 1{,}0 \times 1{,}0 \times 2400} =$$
$$= \frac{124\,350 - 104\,000}{2400} = 8{,}46\ см^2 > 7{,}70\ см^2.$$

Принимаем 4N18; $F_a = 10{,}18\ см^2 > 8{,}46\ см^2$.

Хомуты принимаем: $d = 6\ мм$; $a_x = 25{,}0\ см$.

РАСЧЕТ ФУНДАМЕНТА

Фундаменты рассчитываются на совместное действие постоянной и временной нагрузок, передаваемых колоннами перекрытия, и нагрузки от собственного веса фундамента и грунта, находящегося на обрезах фундамента.

Расчет фундамента состоит из:

1) расчета основания, заключающегося в определении размеров подошвы фундамента из условия, чтобы среднее давление на основание не превосходило расчетного сопротивления грунта основания;

2) расчета тела железобетонного фундамента, заключающегося в определении остальных размеров фундамента и площади поперечного сечения арматуры.

Расчет основания производится на воздействие нормативных нагрузок.

Расчет тела железобетонного фундамента на прочность производится на воздействие расчетных нагрузок. Изгибающие моменты, возникающие в нижнем сечении колонны от поворота опорного сечения монолитно связанной с колонной главной балки, при расчете фундамента обычно не учитываются ввиду их незначительности.

Определение нагрузок

В целях упрощения расчета будем предполагать, что все постоянные нагрузки учитывались с коэффициентом перегрузки $n = 1{,}10$, а все временные нагрузки — с коэффициентом перегрузки $n = 1{,}20$.

Расчетная нагрузка, передающаяся от колонны на фундамент, равна продольной силе в нижнем сечении колонны

$$N_1 = 52{,}75 + 71{,}60 = 124{,}35\ m.$$

Нормативная нагрузка, передающаяся от колонны на фундамент,

$$N_1^{н} = \frac{52{,}75}{1{,}10} + \frac{71{,}60}{1{,}20} = 47{,}95 + 59{,}60 = 107{,}55\ m.$$

Нагрузку от собственного веса фундамента и грунта на обрезах можно учесть путем уменьшения условного расчетного сопротивления грунта основания на величину $\gamma_{ср}^{н} H_1$, где $\gamma_{ср}^{н}$ — средний объемный вес (нормативный) грунта засыпки и материала фундамента, H_1 — высота от верха засыпки до подошвы фундамента. Величину $\gamma_{ср}^{н}$ можно принять равной 2,0 $m/м^3$. Тогда

$$\gamma_{ср}^{н} H_1 = 2{,}0 \times 1{,}5 = 3{,}0\ m/м^2 = 0{,}30\ кг/см^2.$$

Расчет основания

Расчетное сопротивление грунта основания $R = 2{,}0\ кг/см^2$; фундамент принимаем квадратный.

Вычисляем размер подошвы фундамента

$$A = B = \sqrt{F_ф} = \sqrt{\frac{N_1^{н}}{R - \gamma_{ср}^{н} H_1}} = \sqrt{\frac{107\,550}{2{,}0 - 0{,}30}} = 252\ см.$$

В соответствии с указаниями на стр. 240, при ширине фундамента $B \cong 2{,}50\ м$ расчетное сопротивление грунта основания может быть повышено до $1{,}08R$. Тогда необходимый размер подошвы фундамента

$$A = B = \sqrt{\frac{N_1^{н}}{1{,}08R - \gamma_{ср}^{н} H_1}} = \sqrt{\frac{107\,550}{1{,}08 \times 2{,}0 - 0{,}30}} = 240\ см;$$

принимаем размер стороны подошвы фундамента $A = B = 240\ см$.

Расчет тела фундамента

Полную высоту фундамента находим по формуле 1.303 с использованием табл. 1.80 (см. стр. 243)

$$H_ф = \varkappa (A - h_c) = 0,384\,(240 - 40) = 77\ см;$$

принимаем полную высоту фундамента 80 *см*.

Принимаем остальные размеры фундамента: количество ступеней — 2; высоты ступеней: нижней $h_1 = 40$ *см*; верхней $h_2 = 40$ *см*; размеры в плане верхней ступени

$$a_2 = b_2 = 120\ см.$$

Для армирования фундамента принимаем гладкую арматуру из стали марки Ст. 3.

Среднее давление под подошвой фундамента от расчетной нагрузки

$$\sigma_0 = \frac{N_1}{F_ф} = \frac{124\,350}{240 \times 240} = 2,16\ кг/см^2.$$

Нагрузка от собственного веса фундамента и грунта на обрезах при вычислении σ_0 не учтена, так как она уравновешивается соответственным реактивным давлением грунта основания.

Расчетный изгибающий момент в сечении по грани колонны находим по формуле

$$M = \frac{1}{24}\sigma_0 (A - h_c)^2 (2B + b_c) = \frac{1}{24} 2,16\,(240 - 40)^2 \times (2 \times 240 + 40) =$$

$$= 1\,870\,000\ кгсм = 18,70\ тм.$$

Определяем площадь поперечного сечения арматуры фундамента.

Полезная высота сечения фундамента по грани колонны при толщине защитного слоя 3,5 *см* ($a = 4,5$ *см*)

$$H_0 = H_ф - a = 80 - 4,5 = 75,5\ см.$$

Необходимую площадь поперечного сечения арматуры вычисляем по формуле

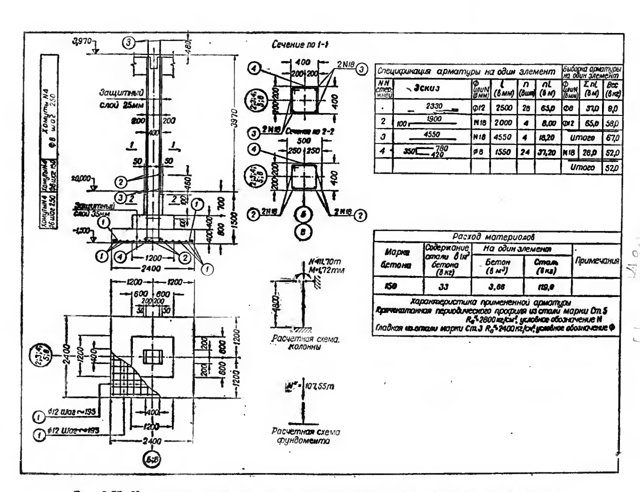
$$F_a = \frac{M}{m \times 0,9H_0 \times m_a R_a} = \frac{1\,870\,000}{1,0 \times 0,9 \times 75,5 \times 1,0 \times 2100} = 13,10\ см^2.$$

Вычисленное количество арматуры ставим в каждом направлении, так как фундамент квадратный и необходимое количество арматуры в обоих направлениях одинаковое (разницей в величине H_0 для арматуры второго направления можно пренебречь).

Конструкция колонны и фундамента разработана в двух вариантах: а) при армировании сварными каркасами и сетками (рис. 2.56) и б) при армировании отдельными стержнями (рис. 2.57).

В варианте армирования сварными каркасами колонна армируется двумя П-образными каркасами, соединяемыми перед установкой в опалубку в один пространственный каркас посредством дуговой сварки отогнутых поперечных стержней внахлестку. Выпуски из фундамента и из колонны для соединения с арматурным каркасом колонны верхнего этажа приняты в виде отдельных стержней. Фундамент армируется квадратной сварной сеткой. Стержни сетки свариваются только в трех крайних рядах по периметру; остальные пересечения стержней связываются через два-три вязальной проволокой.

Швы бетонирования предусмотрены в уровне пола первого этажа (отметка $\pm 0,000$) и верха плиты (отметка $+3,970$).



Спецификация арматуры на один элемент						Выборка арматуры на один элемент		
NN стержней	Эскиз	Ф или N (в мм)	l (в мм)	n (в шт)	nl (в м)	Ф или N (в мм)	Σ nl (в м)	Вес (в кг)
·	2330	Ф12	2500	26	65,0	Ф8	37,0	8,0
2	100 1900	N18	2000	4	8,00	Ф12	65,0	58,0
3	4550	N18	4550	4	18,20	Итого		67,0
4	350 780 420	Ф8	1550	24	37,20	N18	26,0	52,0
						Итого		52,0

Расход материалов				
Марка бетона	Содержание стали в 1 м³ бетона (в кг)	На один элемент		Примечания
		Бетон (в м³)	Сталь (в кг)	
150	33	3,66	119,0	

Характеристика примененной арматуры
Горячекатанная периодического профиля из стали марки Ст.5 R_a = 2800 кг/см², условное обозначение N
Гладкая из стали марки Ст.3 R_a = 2400 кг/см², условное обозначение Ф

Рис. 2.57. Конструкция колонны и фундамента (вариант армирования вязаной арматурой).

IX. МОНОЛИТНОЕ РЕБРИСТОЕ ПЕРЕКРЫТИЕ С ПЛИТАМИ, ОПЕРТЫМИ ПО КОНТУРУ

ДАННЫЕ ДЛЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

Требуется рассчитать и законструировать перекрытие с плитами опертыми по контуру. Полезная нагрузка 750 *кг/м²*. Перекрытие арми-

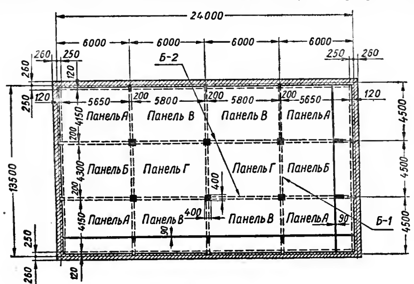


Рис. 2.58. План перекрытия.

руется сварными каркасами и сетками. Материал конструкций — бетон марки 150.

В качестве арматуры применяются низколегированная сталь периодического профиля марки 25ГС и холоднотянутая проволока.

Принятая расстановка колонн, разбивка балочной клетки и ориентировочно назначенные ширины балок изображены на рис. 2.58.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАГРУЗОК

Принимаем конструкцию перекрытия, показанную на рис. 2.59. Определение постоянной нагрузки производим в табличной форме (табл. 2.11).

Расчетная временная нагрузка

$$p = 750 \times 1{,}4 = 1050 \text{ кг/м}^2.$$

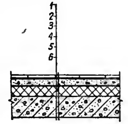


Рис. 2.59. Конструкция перекрытия:

1 — цветные асфальтовые плитки *5 мм*; *2* — мастика; *3* — бетонный слой 25 *мм*; *4* — толь; *5* — асбестоцементные звукоизоляционные плиты 40 *мм*; *6* — железобетонная плита 90 *мм*.

РАСЧЕТ ПЛИТ

Определение расчетных усилий и подбор сечений арматуры

Расчет плит производим с учетом пластических деформаций. Основное уравнение для расчета плит определяется по принятому способу армирования.

Способ армирования плит зависит в значительной степени от технологии изготовления сеток. При наличии сварочных скоб или машин,

Определение постоянной нагрузки

Таблица 2.11

Элементы перекрытия и виды нагрузок	Нормативная нагрузка (кг/м²)	Коэффициент перегрузки n	Расчетная нагрузка (кг/м²)
Цветные асфальтовые плитки толщиной 5 *мм* ($\gamma = 1800$ кг/м³)	9	1,1	10
Мастика	5	1,1	6
Бетонный слой толщиной 25 *мм* ($\gamma = 2300$ кг/м³)	57	1,1	63
Толь толщиной 1,9 *мм* ($\gamma = 600$ кг/м³)	1	1,1	1
Асбестоцементные звукоизоляционные плиты толщиной 40 *мм* ($\gamma = 400$ кг/м³)	16	1,2	19
Железобетонная плита толщиной 90 *мм*	225	1,1	248
Итого постоянная нагрузка			$g \approx 350$

позволяющих сваривать сетки большой ширины возможно армирование плиты одной сеткой с рабочей арматурой в обоих направлениях.

При отсутствии указанного оборудования плиты армируются узкими сетками с рабочими стержнями в обоих направлениях (при этом сетки стыкуются рабочим стыком) либо с рабочими стержнями в одном продольном направлении (в этом случае сетки укладываются в два слоя).

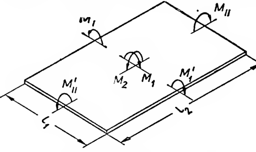


Рис. 2.60. Принятые обозначения расчетных пролетов и изгибающих моментов.

Принимается неравномерное распределение арматуры по ширине плиты.

В средней части плиты арматура должна укладываться таким образом, чтобы в крайних полосах (шириной $0{,}25 l_1$) сечение ее на 1 *пог. м* плиты составляло 50% от сечения арматуры того же направления в средней полосе (рис. 2.61).

Рассмотрим следующие варианты армирования:

вариант А — армирование плит широкими сетками;

вариант Б — армирование плит узкими сетками, располагающимися в два ряда, с продольной рабочей арматурой.

Основное расчетное для принятого армирования уравнение имеет вид (см. стр. 164):

$$\frac{(g+p)l_1^2}{12}(3l_2 - l_1) = l_2(2M_1 + M_I + M'_I) + l_1\left(\frac{3}{2}M_2 - \frac{1}{2}M_1 + M_{II} + M'_{II}\right).$$

Принятые обозначения пролетов и изгибающих моментов изображены на рис. 2.60. Рекомендуемые соотношения между расчетными изгибающими моментами приведены в табл. 1.62.

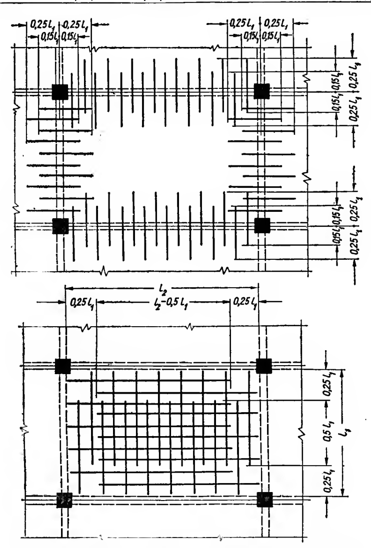


Рис 2 61. Схема армирования плиты, опертой по контуру. План верхней и нижней арматуры.

Для расчета группируем плиты по условиям их работы; расчет начинаем со средних панелей.

Панель Г — расчетные пролеты:

$$l_1 = 4{,}5 - 0{,}1 - 0{,}1 = 4{,}3\ м;$$
$$l_2 = 6{,}0 - 0{,}1 - 0{,}1 = 5{,}8\ м;$$
$$\frac{l_2}{l_1} = \frac{5{,}80}{4{,}30} = 1{,}35.$$

Принимаем следующие соотношения между расчетными изгибающими моментами:

$$\frac{M_2}{M_1} = 0{,}9; \quad \frac{M_I}{M_1} = \frac{M_I'}{M_1} = 2; \quad \frac{M_{II}}{M_1} = \frac{M_{II}'}{M_1} = 2.$$

Пользуясь принятыми соотношениями, подставляем расчетные изгибающие моменты, выраженные через M_1, в основное расчетное уравнение и решаем его относительно M_1

$$\frac{(350+1050)}{12} \times 4{,}3^2 (3 \times 5{,}8 - 4{,}3) = 5{,}8\,(2M_1 + 2M_1 + 2M_1) +$$

$$+ 4{,}3\left(\frac{3}{2} \times 0{,}9M_1 - \frac{1}{2} M_1 + 2M_1 + 2M_1\right) \text{ или}$$

$$28\,300 = 34{,}8M_1 + 20{,}8M_1,$$

отсюда

$$M_1 = \frac{28\,300}{55{,}6} = 510 \text{ кгм}.$$

Пользуясь принятыми соотношениями, определяем остальные изгибающие моменты:

$$M_2 = 0{,}9 \times 510 = 460 \text{ кгм};$$

$$M_I = M_I' = M_{II}' = M_{II} = 2 \times 510 = 1020 \text{ кгм}.$$

Определяем необходимые сечения арматуры. Так как плита панели *Г* со всех сторон окаймлена монолитно связанными с ней балками, коэффициент условий работы — $m = 1{,}25$.

Полезная высота (арматура расположена в направлении l_1)

$$h_0 = 9{,}0 - 1{,}0 - \frac{0{,}6}{2} = 7{,}7 \text{ см}.$$

Сечение арматуры F_{a_1}

$$r_0 = \frac{h_0}{\sqrt{\dfrac{M_1}{mbR_и}}} = \frac{7{,}7}{\sqrt{\dfrac{51\,000}{1{,}25 \times 100 \times 80}}} = 3{,}40;$$

$$\alpha = 0{,}09;$$

$$F_{a_1} = \alpha b h_0 \frac{R_и}{m_a R_a} = 0{,}09 \times 100 \times 7{,}7 \frac{80}{0{,}65 \times 4500} = 1{,}89 \text{ см}^2.$$

Полезная высота (арматура расположена в направлении l_2):

$$h_0 = 7{,}7 - 0{,}6 = 7{,}1 \text{ см}.$$

Сечение арматуры F_{a_2}

$$r_0 = \frac{7{,}1}{\sqrt{\dfrac{46\,000}{1{,}25 \times 100 \times 80}}} = 3{,}30,$$

$$\alpha = 0{,}095; \; F_{a_2} = 0{,}095 \times 100 \times 7{,}1 \frac{80}{0{,}65 \times 4500} = 1{,}85 \text{ см}^2.$$

Принимаем арматуру ∅5,5 *мм* с шагом 120 *мм*; $F_{a_1} = F_{a_2} = 1{,}98$ *см*². Процент армирования

$$\mu\% = \frac{1{,}98}{100 \times 7{,}1} 100 = 0{,}28\%.$$

Определяем сечение арматуры $F_{a_I} = F_{a_{II}} = F'_{a_I} = F'_{a_{II}}$ на опорах. Полезная высота (задаемся диаметром арматуры опорных сеток 10 *мм*)

$$h_0 = 9{,}0 - 1{,}0 - \frac{1{,}0}{2} = 7{,}5 \text{ см},$$

$$r_0 = \frac{7{,}5}{\sqrt{\frac{102\,000}{1{,}25 \times 100 \times 80}}} = 2{,}35;$$

$$\alpha = 0{,}20; \; F_{a_I} = 0{,}20 \times 100 \times 7{,}5 \frac{80}{0{,}65 \times 3600} = 5{,}13 \text{ см}^2.$$

Принимаем арматуру ∅10 *мм* с шагом 150 *мм*; $F_{a_I} = 5{,}23$ *см*².

Панель В — расчетные пролеты:

$$l_1 = 4{,}5 - 0{,}1 - 0{,}25 + \frac{0{,}09}{2} = 4{,}20 \text{ м};$$

$$l_2 = 6{,}0 - 0{,}1 - 0{,}1 = 5{,}80 \text{ м};$$

$$\frac{l_2}{l_1} = \frac{5{,}80}{4{,}20} = 1{,}38.$$

Принимаем следующие соотношения между изгибающими моментами:

$$\frac{M_2}{M_1} = 0{,}9;$$

$$\frac{M_{II}}{M_1} = \frac{M'_{II}}{M_1} = 1{,}5.$$

Из расчета панели *Г* получаем опорный момент

$$M_I = 1020 \text{ кгм};$$

$$M'_I = 0.$$

Основное уравнение

$$\frac{(350 + 1050)}{12} \times 4{,}20^2 (3 \times 5{,}80 - 4{,}20) = 5{,}80 (2M_1 + 1020 + 0) +$$

$$+ 4{,}20 \left(\frac{3}{2} \times 0{,}9 M_1 - \frac{1}{2} M_1 + 1{,}5 M_1 + 1{,}5 M_1 \right)$$

или

$$27\,200 = 11{,}6 M_1 + 5900 + 16{,}2 M_1,$$

отсюда:

$$M_1 = \frac{21\,300}{27{,}8} = 765 \text{ кгм};$$

$$M_{II} = M'_{II} = 1{,}5 \times 765 = 1150 \text{ кгм};$$

$$M_2 = 0{,}9 \times 765 = 690 \text{ кгм}.$$

Сечение арматуры F_{a_1} в пролете

$$r_0 = \frac{7{,}5}{\sqrt{\frac{76\,500}{1 \times 100 \times 80}}} = 2{,}43;$$

$$\alpha = 0{,}185;$$

$$F_{a_1} = 0{,}185 \times 100 \times 7{,}5 \frac{80}{0{,}65 \times 3600} = 4{,}74 \text{ см}^2.$$

Сечение арматуры F_{a_2}

$$r_0 = \frac{6,5}{\sqrt{\frac{69\,000}{1 \times 100 \times 80}}} = 2,21;$$

$$\alpha = 0,23;\ F_{a_2} = 0,23 \times 100 \times 6,5 \frac{80}{0,65 \times 3600} = 5,1\ см^2.$$

Принимаем арматуру ∅ 10 *мм* с шагом 150 *мм*; $F_{a_1} = F_{a_2} = 5,24\ см^2$.

Сечение арматуры $F_{a_{II}} = F'_{a_{II}}$ на опорах

$$r_0 = \frac{7,5}{\sqrt{\frac{115\,000}{1 \times 100 \times 80}}} = 1,98$$

$$\alpha = 0,30;\quad F_{a_{II}} = 0,30 \times 100 \times 7,5 \frac{80}{0,65 \times 3600} = 7,7\ см^2$$

Принимаем арматуру ∅ 10 *мм* с шагом 100 *мм*; $F_{a_{II}} = 7,85\ см^2$.

Панель Б — расчетные пролеты:

$$l_1 = 4,50 - 0,1 - 0,1 = 4,30\ м;$$

$$l_2 = 6,00 - 0,25 - 0,1 + \frac{0,09}{2} \cong 5,70\ м;$$

$$\frac{l_2}{l_1} = \frac{5,70}{4,30} = 1,32.$$

Принимаем следующие соотношения между расчетными моментами

$$\frac{M_2}{M_1} = 0,9;\ \frac{M_I}{M_1} = \frac{M'_I}{M_1} = 1,5.$$

Из расчета панели Г имеем опорные моменты

$$M_{II} = 1020\ кгм;$$

$$M'_{II} = 0.$$

Основное уравнение

$$\frac{(350 + 1050)}{12} \times 4,30^2 (3 \times 5,70 - 4,30) = 5,70\,(2M_1 + 1,5M_1 + 1,5M_1) +$$

$$+ 4,30\left(\frac{3}{2}\,0,9M_1 - \frac{1}{2}\,M_1 + 1020 + 0\right)$$

или

$$27400 = 28,5M_1 + 3,66M_1 + 4400,$$

отсюда:

$$M_1 = \frac{23\,000}{32,16} = 716\ кгм;$$

$$M_2 = 0,9 \times 716 = 645\ кгм;$$

$$M_I = M'_I = 1,5 \times 716 = 1075\ кгм.$$

Сечение арматуры F_{a_1}

$$r_0 = \frac{7,5}{\sqrt{\frac{71\,600}{1 \times 100 \times 80}}} = 2,51;$$

$$\alpha = 0,175;\quad F_{a_1} = 0,175 \times 100 \times 7,5 \frac{80}{0,65 \times 3600} = 4,50\ см^2.$$

Сечение арматуры F_{a_2}

$$r_0 = \frac{6{,}5}{\sqrt{\frac{67\,500}{1 \times 100 \times 80}}} = 2{,}29;$$

$$\alpha = 0{,}215; \quad F_{a_2} = 0{,}215 \times 100 \times 6{,}5 \frac{80}{0{,}65 \times 3600} = 4{,}78 \text{ см}^2.$$

Принимаем арматуру $\varnothing$ 10 *мм* с шагом 150 *мм*; $F_a = F_{a_2} = 5{,}24$ *см*².

Сечение арматуры $F_{a_I} = F'_{a_I}$ на опорах

$$r_0 = \frac{7{,}5}{\sqrt{\frac{107\,500}{1 \times 100 \times 80}}} = 2{,}04;$$

$$\alpha = 0{,}28; \quad F_{a_I} = 0{,}28 \times 100 \times 7{,}5 \times \frac{80}{0{,}65 \times 3600} = 7{,}20 \text{ см}^2.$$

Принимаем арматуру $\varnothing$ 10 *мм* с шагом 100 *мм*, $F_{a_I} = F'_{a_I} = 7{,}85$ *см*².

Панель А — расчетные пролеты:

$$l_1 = 4{,}50 - 0{,}1 - 0{,}25 + \frac{0{,}09}{2} \simeq 4{,}20 \text{ м};$$

$$l_2 = 6{,}00 - 0{,}1 - 0{,}25 + \frac{0{,}09}{2} \simeq 5{,}70 \text{ м};$$

$$\frac{l_2}{l_1} = \frac{5{,}70}{4{,}20} = 1{,}35.$$

Опорные моменты известны из расчета панелей *Б* и *В*:

$$M_I = 1075 \text{ кгм};$$

$$M_{II} = 1150 \text{ кгм}.$$

Принимаем:

$$\frac{M_2}{M_1} = 0{,}9; \quad M'_I = 0; \quad M'_{II} = 0.$$

Основное уравнение

$$\frac{(350 + 1050)}{12} 4{,}20^2 (3 \times 5{,}70 - 4{,}20) = 5{,}70 (2M_1 + 1075 + 0) +$$

$$+ 4{,}20 \left(\frac{3}{2} \times 0{,}9M_1 - \frac{1}{2} M_1 + 1150 + 0\right)$$

или

$$26\,500 = 11{,}4M_1 + 6125 + 3{,}57M_1 + 4840;$$

отсюда:

$$M_1 = \frac{15\,535}{14{,}97} = 1035 \text{ кгм};$$

$$M_2 = 0{,}9 \times 1035 = 932 \text{ кгм}.$$

Сечение арматуры F_{a_1}

$$r_0 = \frac{7{,}5}{\sqrt{\frac{103\,500}{1 \times 100 \times 80}}} = 2{,}09;$$

$$\alpha = 0{,}265; \quad F_{a_1} = 0{,}265 \times 100 \times 7{,}5 \frac{80}{0{,}65 \times 3600} = 6{,}8 \text{ см}^2.$$

Сечение арматуры F_{a_2}

$$r_0 = \frac{6{,}5}{\sqrt{\frac{93\,200}{1 \times 100 \times 80}}} = 1{,}91;$$

$$\alpha = 0{,}33; \quad F_{a_1} = 0{,}33 \times 100 \times 6{,}5 \frac{80}{0{,}65 \times 3600} = 7{,}35 \ см^2;$$

Принимаем арматуру ∅ 10 *мм* с шагом 100 *мм*, $F_{a_1} = F_{a_2} = 7{,}85 \ см^2$;

$$\mu\% = \frac{7{,}85}{100 \times 7{,}5} 100 = 1{,}05\%.$$

Армирование плиты разработано в двух вариантах:

Вариант А — армирование широкими сетками с укладкой дополнительных сеток в средней части панели.

Вариант Б — армирование узкими сетками, укладываемыми в два слоя (без стыков в нерабочем направлении).

При конструировании сварных сеток шаг стержней принимается в соответствии с расчетом, а необходимые длины перепуска стержней, диаметр и шаг распределительной арматуры — в соответствии с указаниями по конструированию, приведенными в разделе I.

РАСЧЕТ БАЛОК

Определение расчетных усилий

Расчет балок производим, как упругих систем, на нагрузку, передающуюся с плит по биссектрисному закону, т. е. по закону треугольника или трапеции (рис. 2.62), и равномерно распределенную от собственного веса балок.

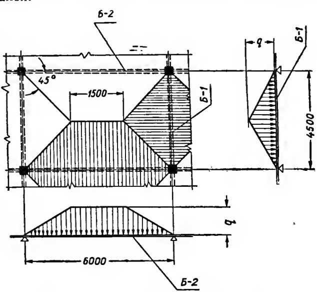


Рис. 2.62. Схема распределения нагрузки на балки перекрытия с плитами, опертыми по контуру.

Расчет балок производим с помощью табл. 3.7 путем введения эквивалентной равномерно распределенной нагрузки.

По табл. 3.7 определяем опорные изгибающие моменты, получая затем наложением эпюр моментов однопролетных балок ординаты полной эпюры изгибающих моментов.

Расчетные пролеты для балок принимаем следующие:

а) в средних пролетах — равными расстоянию между осями опор;

б) в крайних пролетах — равными расстоянию от центра второй опоры до грани стены плюс половина длины опирания балки на стену.

Произведем расчет балки Б-1.

Расчетные пролеты:

$$\text{средние } l_2 = 4{,}5 м; \text{ крайние } l_1 = 4{,}5 - 0{,}25 + \frac{0{,}25}{2} \approx 4{,}4 \ м;$$

$$\frac{l_2}{l_1} = \frac{4{,}5}{4{,}4} = 1{,}02.$$

Так как пролеты отличаются незначительно (менее чем на 10%), балку рассчитываем как равнопролетную с расчетным пролетом

$$l = 4{,}5 \ м.$$

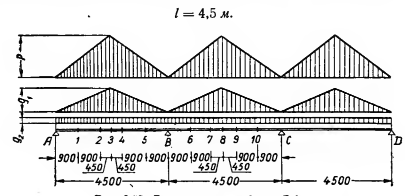


Рис. 2.63. Расчетная схема балки Б-1.

Постоянная расчетная (распределенная по закону треугольника) нагрузка, действующая на балку от собственного веса перекрытия (см. выше расчет плит), равна

$$g_1 = 350 \times 4{,}5 = 1580 \ кг/пог. \ м.$$

Расчетная равномерно распределенная нагрузка от собственного веса балки

$$g_2 = (0{,}45 - 0{,}09) \times 0{,}20 \times 2500 \times 1{,}1 \cong 200 \ кг/пог. \ м.$$

Расчетная временная нагрузка, передаваемая на балку,

$$p = 1050 \times 4{,}5 = 4720 \ кг/пог. \ м.$$

Расчетная схема балки изображена на рис. 2.63.

Эквивалентная равномерно распределенная нагрузка для определения опорных моментов:

постоянная

$$g_э = \frac{5}{8} g_1 + g_2 = \frac{5}{8} \times 1580 + 200 = 1200 \ кг/пог. \ м;$$

временная

$$p_э = \frac{5}{8} p = \frac{5}{8} \times 4720 = 2950 \text{ кг/пог. м.}$$

Опорные изгибающие моменты определяем по табл. 3.7, вычисления сводим в табл. 2.12

Таблица 2.12

Опорные изгибающие моменты

Нагрузка	Схемы расположения эквивалентной нагрузки	M_B	M_C
Постоянная	A B C D	$-0{,}1 \times 1{,}2 \times 4{,}5^2 =$ $= -2{,}43$ *тм*	$-2{,}43$ *тм*
Временная		$-0{,}05 \times 2{,}95 \times 4{,}5^2 =$ $= -2{,}99$ *тм*	$-2{,}99$ *тм*
		$-0{,}05 \times 2{,}95 \times 4{,}5^2 =$ $= -2{,}99$ *тм*	$-2{,}99$ *тм*
		$-0{,}117 \times 2{,}95 \times 4{,}5^2 =$ $= -7{,}00$ *тм*	$-0{,}033 \times 2{,}95 \times 4{,}5^2 =$ $= -1{,}98$ *тм*
		$0{,}017 \times 2{,}95 \times 4{,}5^2 =$ $= 1{,}02$ *тм*	$-0{,}067 \times 2{,}95 \times 4{,}5^2 =$ $= -4{,}00$ *тм*

Для построения огибающей эпюры моментов суммируем изгибающие моменты, вычисленные для свободно лежащей балки того же пролета с ординатами эпюры опорных моментов. Вычисления сводим в табл. 2.13 и 2.14.

Таблица 2.13

Изгибающие моменты от постоянной нагрузки (полное нагружение)

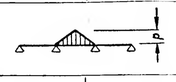
Точки	Ординаты эпюры опорных моментов	Ординаты эпюры M однопролетной балки		Сумма
		Равномерно распределенная нагрузка $g_1 = 0{,}20$ *т/пог. м*	Нагрузка, распределенная по треугольнику, $g_1 = 1{,}58$ *т/пог. м*	
A	0	0	0	0
1	—0,49	0,32	1,50	1,33
2	—0,97	0,49	2,52	2,04
3	—1,21	0,50	2,65	1,94
4	—1,45	0,49	2,52	1,56
5	—1,94	0,32	1,50	—0,12
B	—2,43	0	0	—2,43
6	—2,43	0,32	1,50	—0,61
7	—2,43	0,49	2,52	0,58
8	—2,43	0,50	2,65	0,72

Таблица 2.14

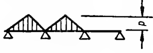
Изгибающие моменты от временной нагрузки
($p = 4{,}72$ *т/пог. м*)



Точки	Ординаты эпюры опорных моментов	Ординаты эпюры *M* для однопролетной балки $p = 4{,}72$ *т/пог м*	Сумма
A	0	0	0
1	—0,60	4,48	3,88
2	—1,20	7,52	6,32
3	—1,50	7,90	6,40
4	—1,80	7,52	5,72
5	—2,40	4,48	2,08
B	—2,99	0	—2,99
6	—2,99	0	—2,99
7	—2,99	0	—2,99
8	—2,99	0	—2,99



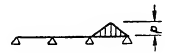
A	0	0	0
1	—0,60	0	—0,60
2	—1,20	0	—1,20
3	—1,50	0	—1,50
4	—1,80	0	—1,80
5	—2,40	0	—2,40
B	—2,99	0	—2,99
6	—2,99	4,48	1,49
7	—2,99	7,52	4,53
8	—2,99	7,90	4,91



A	0	0	0
1	—1,40	4,48	3,08
2	—2,80	7,52	4,72
3	—3,50	7,90	4,40
4	—4,20	7,52	3,32
5	—5,60	4,48	—1,12

Продолжение табл. 2.14

Точки	Ординаты эпюры опорных моментов	Ординаты эпюры M для однопролетной балки $p = 4,72$ *т/пог. м*	Сумма
B	—7,00	0	—7,00
6	—6,00	4,48	—1,52
7	—4,99	7,52	2,53
8	—4,49	7,90	3,41
9	—3,99	7,52	3,53
10	—2,98	4,48	1,50
C	—1,98	0	—1,98



A	0	0	0
1	0,20	0	0,20
2	0,41	0	0,41
3	0,51	0	0,51
4	0,61	0	0,61
5	0,82	0	0,82
B	1,02	0	1,02
6	0,02	0	0,02
7	—0,99	0	—0,99
8	—1,49	0	—1,49
9	—1,99	0	—1,99
10	—3,00	0	—3,00
C	—4,00	0	—4,00

В табл. 2.15 определяем ординаты огибающей эпюры моментов, пользуясь найденными ординатами эпюр моментов от различных отдельных случаев нагружения.

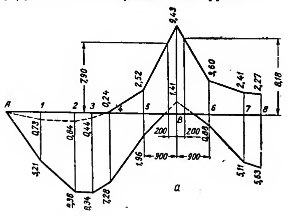
Таблица 2.15

Ординаты огибающей эпюры изгибающих моментов

Точки	Постоянная нагрузка	Временная нагрузка				Расчетные моменты	
		(схема 1)	(схема 2)	(схема 3)	(схема 4)	max	min
A	0	0	0	0	0	0	0
1	1,33	3,88	—0,60	3,08	0,20	5,21	0,73
2	2,04	6,32	—1,20	4,72	0,41	8,36	0,84
3	1,94	6,40	—1,50	4,40	0,51	8,34	0,44
4	1,56	5,72	—1,80	3,32	0,61	7,28	—0,24
5	—0,12	2,08	—2,40	—1,12	0,82	1 96	—2,52
B	—2,43	—2,99	—2,99	—7,00	1,02	—1,41	—9,43
6	—0,61	—2,99	1,49	—1,16	0,02	0,88	—3,60
7	0,58	—2,99	4,53	3,24	—0,99	5,11	—2,41
8	0,72	—2,99	4,91	4,30	—1,49	5,63	—2,27

Огибающая эпюра моментов изображена на рис. 2.64.

Для определения предельных значений огибающей эпюры поперечных сил поступаем аналогичным образом. Рассматриваем различные варианты нагружения неразрезной балки временной нагрузкой.



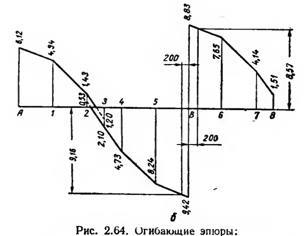


Рис. 2.64. Огибающие эпюры:
а — изгибающих моментов; *б* — перерезывающих сил.

Значения поперечных сил определяем по формуле

$$Q = Q_0 + \frac{M_{\text{прав}} - M_{\text{лев}}}{l},$$

где Q_0 — поперечная сила в сечениях однопролетной балки,
$M_{\text{прав}}$ и $M_{\text{лев}}$ — соответственно правый и левый опорные моменты.

Значения поперечных сил в сечениях однопролетной балки вычисляем с помощью табл. 3.3.

Так как для получения максимальных значений поперечных сил рассматриваемый пролет должен быть нагружен как постоянной, так и временной нагрузкой, расчет в целях упрощения ведем на два вида нагрузки:

а) равномерно распределенную $g_2 = 0{,}2$ *т/м*;

б) распределенную по закону треугольника

$$g_1 + p = 1{,}58 + 4{,}72 = 6{,}3 \ т/м.$$

Определение ординат эпюры поперечных сил в сечениях свободно лежащей балки на двух опорах произведено в табл. 2.16.

В первом пролете:

Положительная ветвь (нагружены временной нагрузкой первый и третий пролеты)

$$M_{прав} = -5{,}42\ тм;$$
$$M_{лев} = 0;$$
$$Q = Q_0 + \frac{M_{прав} - M_{лев}}{l} = Q_0 + \frac{-5{,}42 - 0}{4{,}5} = Q_0 - 1{,}2.$$

Отрицательная ветвь (временной нагрузкой загружены первый и второй пролеты

$$M_{прав} = -9{,}43\ тм;$$
$$M_{лев} = 0;$$
$$Q = Q_0 + \frac{M_{прав} - M_{лев}}{l} = Q_0 + \frac{-9{,}43 - 0}{4{,}5} = Q_0 - 2{,}10.$$

Во втором пролете:

Положительная ветвь (временная нагрузка в первом и втором пролете)

$$M_{прав} = -2{,}63\ тм;$$
$$M_{лев} = -9{,}43\ тм;$$
$$Q = Q_0 + \frac{M_{прав} - M_{лев}}{l} = Q_0 + \frac{-2{,}63 + 9{,}43}{4{,}5} = Q_0 + 1{,}51.$$

Таблица 2.16

Ординаты эпюры поперечных сил в сечениях свободно лежащей балки

Точки	Равномерно распределенная нагрузка $g_1 = 0{,}2\ т/пог.\ м$	Нагрузка, распределенная по закону треугольника, $g_1 + p = 6{,}3\ т/пог.\ м$	Сумма (Q_0)
A (B)	0,22	7,10	7,32
1 (6)	0,19	5,95	6,14
2 (7)	0,08	2,55	2,63
3 (8)	0	0	0
4 (9)	—0,08	—2,55	—2,63
5 (10)	—0,19	—5,95	—6,14
B (C)	—0,22	—7,10	—7,32

При вычислении ординат огибающей эпюры поперечных сил определяем лишь предельные значения, соответствующие внешним ветвям огибающей эпюры. Для получения нулевых точек эпюры определяем для каждой ветви значение поперечной силы в сечении, в котором последняя изменила знак. Вычисления сводим в табл. 2.17.

Таблица 2.17

Ординаты огибающей эпюры поперечных сил

Точки	Q_{max}	Q_{min}
A	6,12	—
1	4,94	—
2	1,43	0,53
3	—1,20	—2,10
4	—	—4,73
5	—	—8,24
B слева	—	—9,42
B справа	8,83	—
6	7,65	—
7	4,14	—
8	1,51	—

Огибающая эпюра поперечных сил приведена на рис. 2.64.

Определяем величину изгибающего момента и поперечных сил у грани опоры B.

У левой грани:

$$M = -2{,}52 - \frac{9{,}43 - 2{,}52}{900} \times 700 = -7{,}90\ \textit{тм};$$

$$Q = -8{,}24 - \frac{9{,}42 - 8{,}24}{900} \times 700 = -9{,}16\ \textit{т}.$$

У правой грани:

$$M = -3{,}60 - \frac{9{,}43 - 3{,}60}{900} \times 700 = -8{,}18\ \textit{тм};$$

$$Q = 7{,}65 + \frac{8{,}83 - 7{,}65}{900} \times 700 = 8{,}57\ \textit{т}.$$

Подбор сечений арматуры

Расчет продольной арматуры

В первом пролете:

$$M = 836\,000\ \textit{кгсм};$$

$$h_0 = 45 - 6 = 39\ \textit{см}.$$

Определяем, к какому типу таврового сечения относится рассматриваемое сечение:

$$b_п h_п m R_и \left(h_0 - \frac{h_п}{2}\right) = 600 \times 9 \times 1 \times 80 \left(39 - \frac{9}{2}\right) = 14\,900\,000\ \textit{кгсм}.$$

Так как $M < b_п h_п m R_и \left(h_0 - \frac{h_п}{2}\right)$, расчет сечения производим, как и прямоугольного, шириной $b_п = 600$ *см*

$$r_0 = \frac{39}{\sqrt{\frac{836\,000}{1 \times 600 \times 80}}} = 9{,}3;\ \alpha = 0{,}012$$

$F_а = 0{,}012 \times 600 \times 39\ \frac{80}{1 \times 3400} = 6{,}6$ *см*^{2}, принимаем арматуру 4N16ГС $F_а = 8{,}04$ *см*^{2}.

Процент армирования, отнесенный к сечению ребра,

$$\mu\% = \frac{8{,}04}{39 \times 20}\ 100 = 1{,}03\%.$$

Для построения эпюры материалов определяем коэффициенты γ_0 при различном количестве арматуры в сечении:

2N16ГС; $F_а = 4{,}02$ *см*^{2};

$$\alpha = \frac{4{,}02 \times 1 \times 3400}{600 \times 41{,}5 \times 80} = 0{,}007;\ \gamma_0 = 0{,}995.$$

4N16ГС; $F_а = 8{,}04$ *см*^{2};

$$\alpha = \frac{8.04 \times 1 \times 3400}{600 \times 39 \times 80} = 0{,}014;\ \gamma_0 = 0{,}993.$$

Во втором пролете:

$$M = 563\,000 \text{ кгсм};$$

$$h_0 = 39 \text{ см};$$

$$M < b_п h_п m R_и \left(h_0 - \frac{h_п}{2}\right) = 14\,900\,000 \text{ кгсм};$$

$$r_0 = \frac{39}{\sqrt{\frac{563\,000}{1 \times 600 \times 80}}} = 11{,}4.$$

Так как значения $r_0 = 11{,}4$ в табл. 1.34 нет, принимаем коэффициент α по предельному значению $r_0 = 10{,}0$:

$$\alpha = 0{,}01;$$

$$F_a = 0{,}01 \times 600 \times 39 \frac{80}{1 \times 3400} = 5{,}5 \text{ см}^2.$$

Принимаем сечение арматуры 2N16ГС + 2N12ГС; $F_a = 4{,}02 + 2{,}26 = 6{,}28$ $см^2$.

Процент армирования, отнесенный к сечению ребра,

$$\mu\% = \frac{6{,}28}{39 \times 20} 100 = 0{,}8\%.$$

Находим действительный коэффициент γ_0:

$$\alpha = \frac{6{,}28 \times 1 \times 3400}{600 \times 39 \times 80} = 0{,}011; \qquad \gamma_0 = 0{,}995.$$

Во втором пролете возникают значительные по величине отрицательные изгибающие моменты. Верхняя арматура каркасов должна быть подобрана из расчета на этот момент

$$M = 227\,000 \text{ кгсм}.$$

Сечение рассчитываем как прямоугольное, так как полка находится в растянутой зоне

$$h_0 = 45 - 3{,}5 = 41{,}5 \text{ см};$$

$$r_0 = \frac{41{,}5}{\sqrt{\frac{227\,000}{1 \times 20 \times 80}}} = 3{,}47;$$

$$\alpha = 0{,}085; \qquad F_a = 0{,}085 \times 20 \times 41{,}5 \times 80 = 1{,}66 \text{ см}^2.$$

Принимаем верхние стержни каркасов 2N12ГС

$$\alpha = \frac{2{,}26 \times 1 \times 3400}{20 \times 41{,}5 \times 80} = 0{,}117; \qquad \gamma_0 = 0{,}941.$$

В первом пролете:

Монтажная арматура 2 ⌀ 10; $F_a = 1{,}57$ $см^2$;

$$\alpha = \frac{1{,}57 \times 0{,}65 \times 3600}{20 \times 41{,}5 \times 80} = 0{,}055; \qquad \gamma_0 = 0{,}972.$$

На опоре:

$$M = 813\,000 \text{ кгсм};$$

$$r_0 = 41{,}5 \text{ см};$$

$$\gamma_0 = \frac{41{,}5}{\sqrt{\frac{813\,000}{1 \times 20 \times 80}}} = 1{,}84;$$

$$\alpha = 0{,}36;\ F_a = 0{,}36 \times 20 \times 41{,}5\frac{80}{1 \times 3400} = 7{,}02\ \ см^2.$$

Принимаем 2N22ГС; $F_a = 7{,}60\ см^2$;

$$\alpha = \frac{7{,}60 \times 1 \times 3400}{20 \times 41{,}5 \times 80} = 0{,}39; \qquad \gamma_0 = 0{,}805.$$

1N22ГС; $F_a = 3{,}80\ см^2$;

$$\alpha = \frac{3{,}80 \times 1 \times 3400}{20 \times 41{,}5 \times 80} = 0{,}195; \qquad \gamma_0 = 0{,}905.$$

Определение теоретических мест обрыва стержней производим графически, пользуясь эпюрой материалов (аналитическое определение теоретических мест обрыва приведено в примере расчета ребристого перекрытия с балочными плитами, см. стр. 317). Для построения эпюры материалов вычисляем значения несущей способности балки в различных сечениях по формуле

$$[M] = mF_a m_a R_a \gamma_0 h_0.$$

Вычисления производим в табл. 2.18.

Таблица 2.18

Расчетная несущая способность сечений балки

	h (в см)	F_a	h_0 (в см)	γ_0	$[M] = mF_a m_a R_a \gamma_0 h_0$ (в кгсм)
Положительные изгибающие моменты (нижняя арматура)	45	2N16ГС 4,02 $см^2$	41,5	0,995	560 000
		4N16ГС 8,04 $см^2$	39,0	0,993	1 120 000
		2N16ГС + 2N12ГС 6,28 $см^2$	39,0	0,995	830 000
Отрицательные изгибающие моменты (верхняя арматура)	45	2N12ГС 2,26 $см^2$	41,5	0,941	300 000
		2 ∅ 10т 1,57 $см^2$	41,5	0,972	148 000
		1N22ГС 3,80 $см^2$	41,5	0,905	485 000
		2N22ГС 7,60 $см^2$	41,5	0,805	860 000

Определив несущую способность балки в различных ее сечениях, строим эпюру материалов (рис. 2.65), на которой определяем теоретические места обрыва стержней.

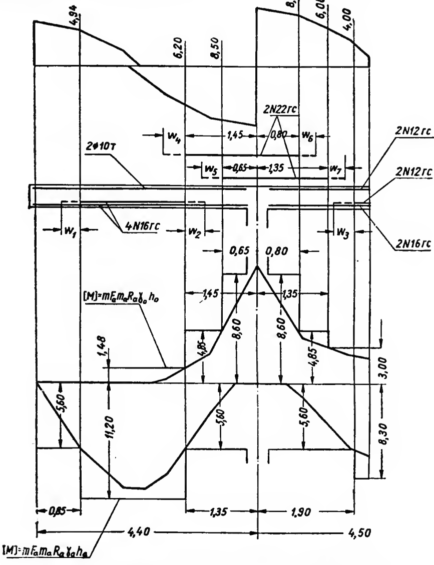


Рис. 2.65. Определение теоретических мест обрыва стержней.

Расчет поперечных стержней каркасов

Опора B слева; $Q = 9160$ *кг*.

Принимаем поперечные стержни каркасов в первом пролете из холоднотянутой проволоки $\varnothing 5,5$ *мм*.

Максимальный шаг поперечных стержней

$$u = 0,1\frac{mbh_0^2R_и}{Q} = 0,1\ \frac{1 \times 20 \times 41,5^2 \times 80}{9160} = 30\ см.$$

Поперечная снла, воспринимаемая поперечнымн стержнями на 1 *пог. см* длнны балкн

$$q_x = \frac{\left(\frac{Q}{m}\right)^2}{0{,}6bh_0^2R_н} = \frac{\left(\frac{9160}{1}\right)^2}{0{,}6 \times 20 \times 41{,}5^2 \times 80} = 50{,}5 \ кг/см.$$

Площадь сечения одного поперечного стержня ∅5,5 *мм*

$$f_x = 0{,}24 \ см^2.$$

Необходнмый шаг поперечных стержней

$$a_x = \frac{nf_x m_н m_а R_а}{q_x} = \frac{2 \times 0{,}24 \times 0{,}7 \times 0{,}65 \times 4500}{50{,}5} = 19{,}5 \ см.$$

На свободной опоре A последний поперечный стержень каркасов должен быть расположен за гранью опоры на 20 днаметров продольной рабочей арматуры (320 *мм*). Так как при длнне опирания 250 *мм* выполнить это требованне невозможно, то необходнмо увеличнть площадь поперечных стержней каркасов на $\frac{1}{3}$ по сравнению с расчетной.

Так как шаг поперечных стержней прннят равным по всей длине и определен по перерезывающей снле на опоре B, превосходящей более чем на $\frac{1}{3}$ перерезывающую снлу на опоре A, тем самым площадь сечения поперечных стержней каркасов уже увелнчена.

Опора B справа: $Q = 8570$ *кг*; $f_x = 0{,}24$ *см*².

Максимальный шаг поперечных стержней

$$u = 0{,}1\frac{1 \times 20 \times 41{,}5^2 \times 80}{8570} = 32 \ см.$$

Поперечная снла, воспринимаемая поперечнымн стержнями на 1 *пог. см*

$$q_x = \frac{\left(\frac{8570}{1}\right)^2}{0{,}6 \times 20 \times 41{,}5^2 \times 80} = 44{,}5 \ кг/см.$$

Необходимый шаг поперечных стержней каркасов

$$a_x = \frac{2 \times 0{,}24 \times 0{,}7 \times 0{,}65 \times 4500}{44{,}5} = 22 \ см.$$

Определенне длнны перепуска обрываемых стержней

Длнну перепуска растянутых стержней за вертнкальное сечение (рнс. 2.65), в котором онн не требуются по расчету (места теоретического обрыва), определяем по формуле

$$w = \frac{Q}{2q_x} + 5d,$$

здесь

$$q_x = m_а m_н \frac{R_а f_x n}{a_x},$$

где $m_н$ принимается равным 1.

При определении длины перепуска обрываемых в пролете стержней величину поперечных сил условно, в целях упрощения расчета находим по огибающей эпюре.

В первом пролете: $q_x = 0{,}65 \times 1 \times \frac{4500 \times 0{,}24 \times 2}{19{,}5} = 72$ *кг/см;*

$$w_1 = \frac{4940}{2 \times 72} + 5 \times 1{,}6 = 38 \text{ см};$$

$$w_2 = \frac{6200}{2 \times 72} + 5 \times 1{,}6 = 51{,}0 \text{ см}.$$

Во втором пролете:

$$q_x = 0{,}65 \times 1 \times \frac{4500 \times 0{,}42 \times 2}{22} = 64 \text{ кг/см};$$

$$w_3 = \frac{4000}{2 \times 64} + 5 \times 1{,}2 = 37{,}0 \text{ см}.$$

На опоре *B* слева:

$$q_x = 72 \text{ кг/см};$$

$$w_4 = \frac{6200}{2 \times 72} + 5 \times 2{,}2 = 54{,}0 \text{ см};$$

$$w_5 = \frac{8500}{2 \times 72} + 5 \times 2{,}2 = 70{,}0 \text{ см}.$$

На опоре *B* справа:

$$q_x = 64 \text{ кг/см};$$

$$w_6 = \frac{8000}{2 \times 64} + 5 \times 2{,}2 = 73{,}0 \text{ см};$$

$$w_7 = \frac{6000}{2 \times 64} + 5 \times 2{,}2 = 59{,}0 \text{ см}.$$

Аналогично расчету балки Б—1 производится расчет балки Б—2.

Балка рассчитывается как четырехпролетная неразрезная равнопролетная, загруженная равномерно распределенной нагрузкой от собственного веса и трапецевидной нагрузкой, передаваемой на балку плитами.

Расчет балки Б—2 не приводится.

Конструирование

Армирование плит и балок перекрытия показано на рис. 2.66 и 2.67. Спецификация арматуры приведена на стр. 369—372.

При конструировании каркасов места обрыва стержней уточняются с целью создания симметричных каркасов и увязки мест обрыва стержней с шагом поперечных стержней каркасов.

Балка Б-2 армирована на опоре сварными каркасами с рабочими стержнями в верхней части каркаса, а балка Б—1 отдельными стержнями, сдвинутыми взаимно в соответствии с эпюрой материалов (рис. 2.65).

Пролетные каркасы доводятся до граней колонн.

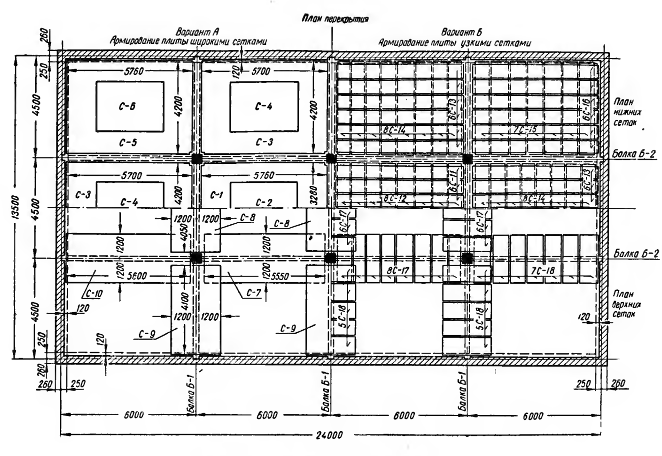


Рис. 2.66. Армирование плит перекрытия.

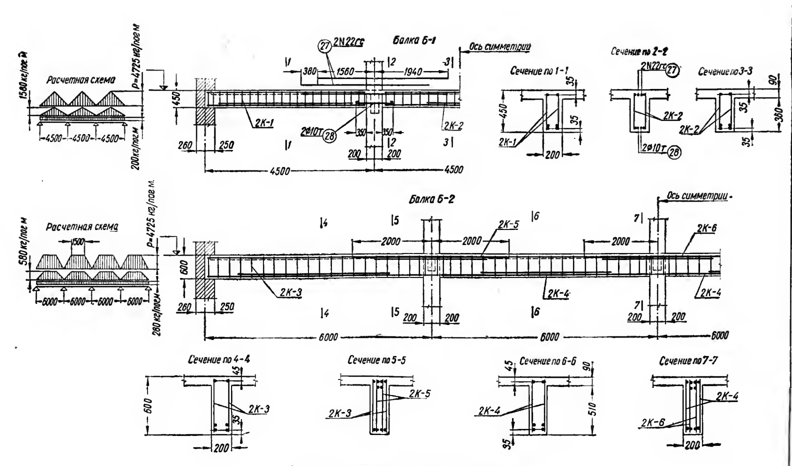


Рис. 2.67. Армирование балок перекрытия.

Спецификация арматуры

На один каркас										На элемент	
Наименование элемента	Марка каркаса	№ позиции	Эскиз	⌀ (в *мм*)	*l* (в *мм*)	*n* (шт.)	*nl* (в *м*)	Вес (в *кг*) позиции	Вес (в *кг*) каркаса	количество каркасов	Вес (в *кг*)
Плита П-1 (вариант А)	С—1	1		5,5 т	5810	20	116,2	21,8	37,4	2	74,8
		2		5,5 т	3330	25	83,2	15,6			
	С—2	3		5,5 т	2930	10	29,3	5,5	10,9	2	21,8
		4		5,5 т	2210	13	28,8	5,4			
	С—3	5		10 т	5750	15	86,2	53,2	105,5	6	633,0
		6		10 т	4250	20	85,0	52,3			
	С—4	7		10 т	3050	8	24,4	15,1	30,3	6	182,0
		8		10 т	2150	11	24,6	15,2			
	С—5	9		10 т	5810	22	128,0	79,0	160,5	4	642,0
		6		10 т	4250	31	132,0	81,5			
	С—6	7		10 т	3050	12	36,6	22,6	44,8	4	179,0
		10		10 т	2250	16	36,0	22,2			
	С—7	11		10 т	1850	38	70,2	43,3	48,3	4	193,0
		12		4 т	5450	4	21,8	2,2			
		13		4 т	5600	5	28,0	2,8			
	С—8	11		10 т	1850	28	51,8	32,0	35,6	3	107,0
		14		4 т	3950	4	15,8	1,6			
		15		4 т	4100	5	20,5	2,0			
	С—9	11		10 т	1850	42	76,6	47,0	50,7	6	209,0
		16		4 т	4050	4	16,2	1,6			
		17		4 т	4150	5	20,9	2,1			
	С—10	11		10 т	1850	57	105,5	65,0	70,0	4	303,8
		18		4 т	5550	4	22,2	2,2			
		19		4 т	5650	5	28,2	2,8			

Наименование элемента	Марка каркаса	№ позиции	Эскиз	Ø (в мм)	l (в мм)	n (шт.)	nl (в м)	Вес (в кг) позиции	Вес (в кг) каркаса	На элемент: количество каркасов	На элемент: Вес (в кг)
Балка Б—1	К—1	20	21×200	16 гс	4280	1	4,3	6,7			
		21		16 гс	3480	1	3,5	5,5	16,6	4	66,4
	К—2	22	20×200	10 т	4280	1	4,3	2,6			
		23		5,5 т	420	22	9,3	1,8			
		24		16 гс	4080	1	4,1	6,3			
		25		12 гс	2080	1	2,1	1,9			
		26		12 гс	4080	1	4,1	3,6			
		23		5,5 т	420	21	8,8	1,6	13,4	2	26,8
	Отдельные стержни	27	3500	22 гс	3500	1	3,5	10,5	10,5	4	42,0
		28	1100	10 т	1230	1	1,2	0,7	0,7	4	2,8
Балка Б—2	К—3	29	19×300	22 гс	5750	1	5,8	17,3			
		30		20 гс	3900	1	3,9	9,6			
		31		10 т	5750	1	5,8	3,6			
		32		10 т	580	20	11,6	7,1	37,6	4	150,4
	К—4	33	17×300	20 гс	5550	1	5,6	13,8			
		34		16 гс	3350	1	3,4	5,7			
		35		12 гс	5550	1	5,6	5,0			
		32		10 т	580	20	11,6	7,1	31,6	4	126,4
	К—5	36	13×300	22 гс	4000	1	4,0	11,9			
		37		20 гс	2800	1	2,8	6,9			
		38		10 т	4000	1	4,0	2,5			
		32		10 т	580	14	8,1	5,0	26,3	2	52,6
	К—6	36	13×300	22 гс	4000	1	4,0	11,9			
		39		16 гс	2800	1	2,8	4,4			
		38		10 т	4000	1	4,0	2,5			
		32		10 т	580	14	8,1	5,0	23,8	1	23,8
	С—11	40	29×200; 5×120	5,5 т	4850	6	29,1	5,5			
		41		4 т	530	10	5,3	0,5			
		42		4 т	650	20	13,0	1,3	7,3	12	87,6
	С—12	43	21×200; 5×120	5,5 т	3250	6	19,5	3,7			
		41		4 т	530	10	5,3	0,5			
		42		4 т	650	12	7,8	0,8	5,0	16	80,0
	С—13	44	19×300; 4×150	10 т	4850	5	24,1	14,8			
		42		4 т	650	17	11,1	1,1			
		45		4 т	350	3	1,1	0,1	16,0	36	576,0

Спецификация арматуры (продолжение)

На один каркас										На элемент	
Наименование элемента	Марка каркаса	№ позиции	Эскиз	Ø (в мм)	l (в мм)	n (в шт.)	nl (в м)	Вес (в кг) поз	Вес (в кг) каркаса	Количество каркасов	Вес (в кг)
Плита П—1 (вариант Б)	С—14	46		10 т	3350	5	16,8	10,0			
		42		4 т	650	12	7,8	0,8			
		45		4 т	350	3	1,1	0,1	10,9	48	523,2
	С—15	44		10 т	4850	8	38,8	23,9			
		47		4 т	750	14	10,5	1,0			
		42		4 т	650	6	3,9	0,4	25,3	24	607,2
	С—16	46		10 т	3350	8	26,8	16,5			
		47		4 т	750	9	6,8	0,7			
		42		4 т	650	6	3,9	0,4	17,6	28	492,8
	С—17	48		10 т	1850	5	9,3	5,7			
		42		4 т	650	7	4,6	0,5			
		45		4 т	350	2	0,7	0,1	6,3	50	315,0
	С—18	48		10 т	1850	8	14,8	9,1			
		42		4 т	650	5	3,3	0,3			
		47		4 т	750	4	3,0	0,3	9,7	48	466,0

Расход материалов

№	Наименование элементов	Марка бетона	Расход металла на 1 $м^3$ бетона	На 1 элемент: бетона в $м^3$)	На 1 элемент: металла (в кг)	Количество (шт.)	Всего: бетона (в $м^3$)	Всего: металла (в кг)
1	Плита П—1 (вариант А)	150	92	28,3	2616,4	1	28,3	2616,4
2	Плита П—1 (вариант Б)	150	111	28,3	3147,8	1	28,3	3147,8
3	Балка Б—1	150	153	0,9	138,0	3	2,7	414,0
4	Балка Б—2	150	150	2,3	345,9	2	4,6	692,0

Выборка арматуры на перекрытие

Сечение	Плита П—1 (вариант А): Холоднотянутая проволока Ø 4 т	Ø 5,5 т	Ø 10 т	Общий вес (в кг)	Плита П—2 (вариант Б): Холоднотянутая проволока Ø 4 т	Ø 5,5 т	Ø 10 т	Общий вес (в кг)
Вес (в кг)	73,0	96,6	2446,8	2616,4	251,8	125,3	2770,7	3147,8

Балка Б—1

Сечение	Низколегированная арматура периодического профиля (25 гс): N 12 гс	N 16 гс	N 22 гс	Холоднотянутая проволока: Ø 5,5	Ø 10 т	Общий вес (в кг)
Вес (в кг)	16,9	200,3	126,0	31,2	39,6	414,0

Продолжение

Балка Б—2

Сечение	Низколегированная арматура периодического профиля (25 гс)				Холоднотянутая проволока	Общий вес (в кг)
	N 12 гс	N 16 гс	N 20 гс	N 22 гс	∅ 10 т	
Вес (в *кг*)	40,0	54,6	214,8	209,8	172,8	692,0

На опоре ставятся короткие соединительные стержни диаметром не менее половины диаметра рабочих стержней в пролете и не менее 10 *мм*. Соединительные стержни заводятся в пролет балки (считая от грани колонны) на $30d$, но не менее чем на $a + 150$, где a — шаг поперечных стержней каркасов.

Нижние стержни каркасов в зоне отрицательных моментов должны охватываться дополнительным корытообразным каркасом или сеткой с крюками на поперечных стержнях в случае, если продольная арматура учитывалась в расчете как сжатая.

Так как при расчете опорное сечение рассчитывалось как сечение с одиночной арматурой, постановка дополнительных каркасов или сеток на опоре не требуется.

X. СБОРНАЯ ПОДКРАНОВАЯ БАЛКА

ДАННЫЕ ДЛЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

Требуется рассчитать и законструировать сборную подкрановую балку под два электрических мостовых крана среднего режима работы грузоподъемностью $Q = 10$ *т*, пролетом $L_к = 10;5$ *м*.

Шаг колонн вдоль цеха 6,0 *м*, ширина сечения колонны 0,4 *м*. Для подкрановых балок принят бетон марки 200. Арматура выполняется из горячекатаной стали периодического профиля марки Ст.5 и круглой стали марки Ст.3

Изготовление балок предполагается при систематической проверке их прочности, а также прочности бетона и арматуры.

Общий коэффициент условий работы бетона $m = 1{,}1$.

Расчетные сопротивления материалов и коэффициенты условий работы арматуры:

для бетона марки 200—$R_н = 100$ *кг/см²*, $R_р = 6{,}4$ *кг/см²*;
» Ст. 3 — $R_а = 2100$ *кг/см²*, $m_а = 1{,}0$; $m_н = 0{,}8$;
» Ст. 5 — $R_а = 2400$ *кг/см²*, $m_а = 1{,}0$, $m_н = 0{,}8$.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАГРУЗОК

Подкрановые балки рассчитываются на следующие виды нагрузок:

постоянную — состоящую из собственного веса балки и веса подкранового пути;

временную вертикальную — состоящую из вертикального давления колес крана;

временную горизонтальную — состоящую из инерционных усилий, развивающихся при торможении тележки с грузом на мосту крана (поперечное торможение).

Все перечисленные нагрузки входят в состав основного сочетания нагрузок.

Коэффициенты перегрузки приняты:

для собственного веса конструкций . . . . . $n = 1,1$
» вертикальных и горизонтальных нагрузок от кранов . . . . $n = 1,3$

Постоянная нагрузка. Подсчет нагрузки на 1 *пог. м* от собственного веса балки и веса подкранового пути приведен в табл. 2.19.

Постоянные нагрузки *Таблица 2.19*

Наименование нагрузки	Нормативная нагрузка (в *т/пог. м*)	Коэффициент перегрузки	Расчетная нагрузка (в *т/пог. м*)
Собственный вес 1 *пог. м* балки [0,57 × 0,12+ +0,25 (0,80—0,12)] 2,50	0,59	1,1	0,65
Собственный вес 1 *пог. м* подкранового пути . .	0,15	1,1	0,17
Итого постоянная нагрузка	0,74	—	0,82

Временная вертикальная нагрузка. По ГОСТ 3332—54, (табл. 4.13) для заданного крана имеем следующие характеристики:

ширина крана . . . . $B = 6300$ *мм*
база крана . . . . $K = 4400$ »
давление колеса на рельс подкранового пути . $P = 11,5$ *т*
вес тележки . . . . $G_т = 4,0$ »

Динамический характер воздействия крановой нагрузки на балку учитываем коэффициентом динамичности 1,2.

Максимальное расчетное давление колеса крана на рельс подкранового пути с учетом коэффициентов динамичности и перегрузки

$$P_{max} = 11,5 \times 1,2 \times 1,3 = 17,94 \ т.$$

Временная горизонтальная нагрузка. Расчетная тормозная горизонтальная сила, действующая поперек балки, от каждого из двух стоящих на балке колес крана

$$T_к = \frac{Q+G_т}{40} \cdot 1,3 = \frac{10,0+4,0}{40} 1,3 = 0,46 \ т.$$

РАСЧЕТ ПОДКРАНОВОЙ БАЛКИ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

Сборная подкрановая балка рассчитывается как однопролетная балка на шарнирно вращающихся опорах с пролетом, равным расстоянию между осями площадок опирания (рис. 2.68). Расчетная схема балки и схема нагрузок показаны на рис. 2.69.

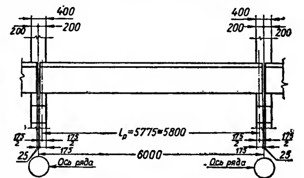


Рис. 2.68. Определение расчетного пролета сборной подкрановой балки.

Подбор сечений подкрановой балки производится по огибающим эпюрам изгибающих моментов

и поперечных сил от совместного действия равномерно распределенной (постоянной) нагрузки и системы подвижных сосредоточенных грузов краиовой иагрузки при максимальном сближении кранов (временная нагрузка).

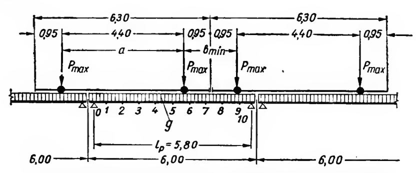


Рис 2.69. Расчетная схема балки и схема вертикальных иагрузок.

Для вычислеиия ординат огибающих эпюр пользуемся таблицами третьего раздела. Ввиду симметрии коиструкции относительно середины пролета ординаты огибающих эпюр определяем только для сечений левой половины балки.

Усилия от расчетных иагрузок в вертикальной плоскости

Ордииаты огибающей эпюры изгибающих моментов определяем для сечеиий балки, расположеиных через $0,1l$, по формуле:

$$M_n = c_n g l^2 + m_n k P_{max} l,$$

где c_n и m_n — коэффициенты, принимаемые по табл. 3.20;

индекс n соответствует порядковому номеру сечения по длине балки;

k — постоянный множитель, прииимаемый по табл. 3.20.

При $P_1 = P_2$; $K_1 = K_2 = K = 4{,}40$ *м* (краны одинаковые)

$b_{min} = 6{,}30 - 4{,}40 = 1{,}90$ *м* и $l = 5{,}80$ *м* находим

$$\alpha_1 = \alpha_2 = \frac{K}{l} = \frac{4{,}40}{5{,}80} = 0{,}76 \cong 0{,}80;$$

$$\frac{b_{min}}{l} = \frac{1{,}90}{5{,}80} = 0{,}328 \cong 0{,}35;$$

$$\frac{P_2}{P_1} = 1.$$

Для зиачений $\frac{\alpha_1}{\alpha_2} = \frac{0{,}80}{0{,}80}$; $\frac{b}{l} = 0{,}35$; $\frac{P_2}{P_1} = 1{,}0$ по табл. 3.20 находим

$$k = 0{,}340.$$

Вычисление ордииат огибающей эпюры изгибающих моментов приведено в табл. 2.20.

Таблица 2.20

Ординаты огибающей эпюры моментов от вертикальных нагрузок

Сечения	Равномерно распределенная нагрузка			Крановая нагрузка			M_n (в *тм*)
	c_n	gl^2 (в *тм*)	$c_n gl^2$ (в *тм*)	m_n	$k P_{\max} l$ (в *тм*)	$m_n k P_{\max} l$ (в *тм*)	
0	0,000	$= 0{,}82 \cdot 5{,}80^2 = 27{,}60$	0,00	0,000	$0{,}340 \cdot 17{,}94 \times 5{,}80 = 35{,}40$	0,00	0,00
1	0,045		1,24	0,400		14,15	15,39
2	0,080		2,21	0,700		24,80	27,01
3	0,105		2,90	0,900		31,85	34,75
4	0,120		3,31	1,000		35,40	38,71
5	0,125		3,45	1,000		35,40	38,85

Огибающая эпюра изгибающих моментов показана на рис. 2.70.

Ординаты огибающей эпюры поперечных сил определяем по формуле

$$Q_n = c'_n gl + k_n P_{\max},$$

где c'_n и k_n — коэффициенты, принимаемые по табл. 3.20, при значениях $\frac{a_1}{a_2}$; $\frac{b}{l}$; $\frac{P_2}{P_1}$, вычисленных выше.

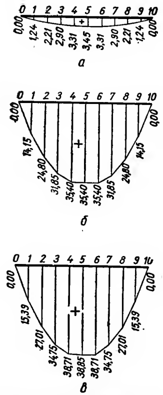


Рис. 2.70. Эпюры расчетных изгибающих моментов (в *тм*):
а — от постоянной нагрузки; б — от временной вертикальной нагрузки; в — суммарная.

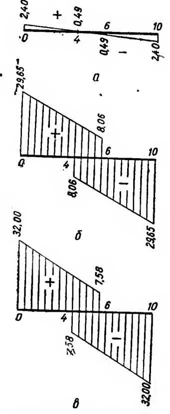


Рис. 2.71. Эпюры расчетных поперечных сил (в *т*):
а — от постоянной нагрузки, б — от временной вертикальной нагрузки; в — суммарная.

Ветви огибающей эпюры поперечных сил разрешается принимать очерченными по прямым. Для построения огибающей эпюры вычисляем две ординаты, в опорном сечении и в сечении на расстоянии $0{,}6l$ от опоры.

Находим коэффициенты:

$$c'_0 = 0{,}500, \qquad c'_6 = 0{,}100;$$
$$k_0 = 1{,}650, \qquad k_6 = 0{,}450;$$
$$Q_0 = 0{,}500 \times 0{,}82 \times 5{,}80 + 1{,}650 \times 17{,}94 = 2{,}40 + 29{,}60 = 32{,}00\ m;$$
$$Q_6 = 0{,}100 \times 0{,}82 \times 5{,}80 + 0{,}450 \times 17{,}94 = -0{,}49 + 8{,}06 = 7{,}58\ m.$$

Огибающая эпюра поперечных сил показана на рис. 2.71.

Усилия от расчетных нагрузок в горизонтальной плоскости

От горизонтальных сил поперечного торможения достаточно определить только наибольший изгибающий момент, так как необходимое для восприятия этого момента сечение арматуры обычно невелико, и она ставится по всей длине балки.

Величину изгибающего момента от горизонтальных сил находим так же, как и от вертикальной крановой нагрузки

$$M^{\text{т}}_{max} = m_5 k T_{\text{к}} l = 1{,}000 \times 0{,}34 \times 0{,}46 \times 5{,}80 = 0{,}91\ \textit{тм}.$$

Коэффициенты m_5 и k приняты те же, что и при определении усилий в вертикальной плоскости.

Подбор сечений арматуры

Размеры сечения балки показаны на рис. 2.72.

Расчет поперечного сечения арматуры в подкрановых балках от усилий, действующих в вертикальной и горизонтальной плоскостях,

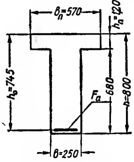


Рис. 2.72. Поперечное сечение балки.

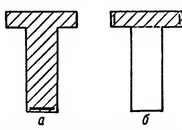


Рис. 2.73. Сечения, условно принимаемые при расчете подкрановых балок:

а — от усилий в вертикальной плоскости; *б* — от усилий в горизонтальной плоскости.

выполняется независимо. Сечения, условно принимаемые работающими на усилия в каждой из плоскостей, показаны на рис. 2.73.

Расчет арматуры от усилий в вертикальной плоскости

Продольная арматура

Площадь поперечного сечения рабочей продольной арматуры в балке определяем по наибольшему изгибающему моменту $M_5 = 38{,}85\ \textit{тм}$.

Полагая, что растянутую арматуру в ребре балки придется расположить в два ряда, принимаем полезную высоту балки

$$h_0 = 80{,}0 - 5{,}5 = 74{,}5 \text{ см}.$$

Устанавливаем тип таврового сечения (см. стр. 69—70).

$$mb_п h_п R_и (h_0 - 0{,}5h_п) = 1{,}1 \times 57 \times 12 \times 100\,(74{,}5 - 0{,}5 \times 12) =$$

$= 5\,160\,000 > M_5 = 3\,885\,000.$

Таким образом, тавровое сечение следует рассчитывать как прямоугольное шириной $b_п = 57$ *см*.

Расчет арматуры производим по табл. 1.34

$$A_0 = \frac{M}{mb_п h_0^2 R_и} = \frac{3\,885\,000}{1{,}1 \times 57 \times 74{,}5^2 \times 100} = 0{,}112;$$

при $A_0 = 0{,}112$ находим $\gamma_0 = 0{,}940$.

Необходимое сечение растянутой арматуры

$$F_а = \frac{M}{mm_а R_а \gamma_0 h_0} = \frac{3\,885\,000}{1{,}1 \times 1{,}0 \times 2400 \times 0{,}940 \times 74{,}5} = 21{,}00 \text{ см}^2.$$

Процент армирования, отнесенный к полезной площади ребра

$$\mu\% = \frac{21{,}00}{25 \times 74{,}5} \times 100 = 1{,}13\%;$$

принимаем 4N 24 и 1N 20; $F_а = 21{,}22$ *см*².

Площадь поперечного сечения рабочей продольной арматуры в остальных сечениях по длине балки определяется построением эпюры материалов при конструировании.

Хомуты и отогнутая арматура

Проверяем условие (1.114) $mR_р bh_0 = 1{,}1 \times 6{,}4 \times 25 \times 74{,}5 = 13\,100$ *кг* $< Q = 32\,100$ *кг*.

Условие (1.114) не удовлетворено и, следовательно, требуется расчет прочности наклонных сечений по поперечной силе.

Находим наибольшее расстояние между хомутами и между концом предыдущего и началом последующего отгиба (по отношению к опоре) по формуле (1.116)

$$u = \frac{0{,}1mR_и bh_0^2}{Q} = \frac{0{,}1 \times 1{,}1 \times 100 \times 25 \times 74{,}5^2}{32\,100} = 48 \text{ см}.$$

Учитывая, что подкрановая балка подвергается кручению, вызываемому силами поперечного торможения, расстояние между хомутами принимаем $a_х = 25$ *см*.

Хомуты принимаем двухветвенные диаметром 8 *мм*

$$(n = 2, \quad f_х = 0{,}503 \text{ см}^2).$$

Предельное усилие, воспринимаемое хомутами на единицу длины балки, определяем по формуле

$$q_х = \frac{m_н m_а R_а f_х n}{a} = \frac{0{,}8 \times 1{,}0 \times 2100 \times 0{,}503 \times 2}{25} = 67{,}6 \text{ кг/см}.$$

Предельную поперечную силу, воспринимаемую бетоном и хомутами, определяем по формуле

$$mQ_{х.б} = m\sqrt{0{,}6R_{и}bh_0^2q_{х}} = 1{,}1\sqrt{0{,}6 \times 100 \times 25 \times 74{,}5^2 \times 67{,}6} = 26{,}1\ т.$$

Отсекаем от эпюры поперечных сил часть эпюры с ординатой $mQ_{х.б} = 26{,}10\ т$ и графически определяем необходимое количество плоскостей отогнутых стержней. Как видно из рис. 2.74, необходима только одна плоскость отогнутых стержней; а вторую плоскость их принимаем по конструктивным соображениям. Возможность образования отогнутых стержней путем отгибов продольной рабочей арматуры проверяется при построении эпюры материалов.

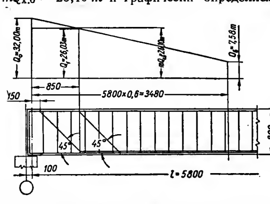


Рис. 2.74. Определение необходимого количества плоскостей отогнутых стержией.

Необходимую площадь сечения отогнутых стержней в первой (от опоры) плоскости отгибов определяем по формуле

$$F_{01} = \frac{Q_0 - mQ_{х.б}}{mm_{н}m_{а}R_{а}\sin\alpha} = \frac{32\,000 - 26\,100}{1{,}1 \times 0{,}8 \times 1{,}0 \times 2400 \times 0{,}707} = 3{,}95\ см^2$$

и принимаем за счет продольной рабочей арматуры 2N24, $F_{01} = 9{,}04\ см^2$.

Определяем величину поперечной силы в конце первой плоскости отгибов (рис. 2.74).

$$Q_1 = 32{,}00 - \frac{0{,}85}{3{,}48}(32{,}00 - 7{,}58) = 26{,}03 < mQ_{х.б} = 26{,}10\ т.$$

Вторая плоскость отогнутых стержней по расчету не нужна, их отгибаем по конструктивным соображениям за счет продольной рабочей арматуры 1N20, $F_{02} = 3{,}14\ см^2$.

Расчет арматуры от усилий в горизонтальной плоскости

Вдоль вертикальных граней полок по конструктивным соображениям укладывается по 2N12 ($F_{а} = 2{,}26\ см^2$).

Проверяем достаточность этой арматуры при сечении бетона, показанном на рис. 2.73, *б* для восприятия наибольшего изгибающего момента, действующего в горизонтальной плоскости

$$mm_{а}R_{а}F_{а}h_{а} = 1{,}1 \times 1{,}0 \times 2100 \times 2{,}26 \times 51{,}8 = 270\,000\ кгсм = 2{,}70\ тм > 0{,}91\ тм,$$

где $h_{а}$ — расстояние между центрами тяжести продольных стержней, расположенных по краям горизонтальной полки.

Построение эпюры материалов и армирование показано на рис. 2.75.

XI. МОНОЛИТНАЯ НЕРАЗРЕЗНАЯ ПОДКРАНОВАЯ БАЛКА

ДАННЫЕ ДЛЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

Требуется рассчитать и законструировать монолитную неразрезную равнопролетную подкрановую балку под два электрических мостовых крана среднего режима работы, грузоподъемностью $Q = 20/5$ *т*, пролетом $L_к = 16{,}5$ *м*.

Шаг колонн вдоль цеха — 6,0 *м*, ширина сечения колонны — 0,4 *м*. Общая длина балки — 42 *м* (в осях крайних колонн).

Размеры и форма поперечного сечения монолитной подкрановой балки показаны на рис. 2.76, *а*.

Для подкрановых балок принят бетон марки 150. Арматура выполняется из горячекатаной стали периодического профиля марки Ст. 5 и из круглой стали марки Ст. 3.

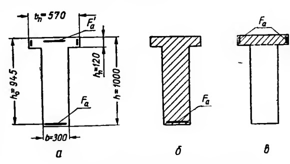


Рис. 2.76. Поперечное сечение балки:
а — поперечное сечение балки. *б* — сечение, учитываемое при расчете на вертикальные нагрузки; *в* — сечение, учитываемое при расчете на горизонтальные нагрузки.

Приготовление бетона предполагается на бетонных узлах, оборудованных механизмами для полуавтоматического дозирования составляющих бетона при систематическом контроле его однородности и прочности.

Общий коэффициент условий работы балки $m = 1{,}0$.

Расчетные сопротивления материалов и коэффициенты условий работы арматуры:

для бетона марки 150 (по строке *А*) — $R_и = 85$ *кг/см²*, $R_р = 5{,}8$ *кг/см²*;
» стали » Ст. 3 — $R_а = 2100$ *кг/см²*, $m_а = 1{,}0$, $m_н = 0{,}8$;
» » » Ст. 3 — $R_а = 2400$ *кг/см²*, $m_а = 1{,}0$, $m_н = 0{,}8$.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАГРУЗОК

Подкрановые балки рассчитываются на следующие виды нагрузок: постоянную, состоящую из собственного веса балки и веса подкранового пути;

временную вертикальную, состоящую из вертикального давления, передаваемого колесами крана;

временную горизонтальную, состоящую из инерционных усилий, развивающихся при торможении тележки с грузом на мосту крана (поперечное торможение).

Все перечисленные нагрузки входят в состав основного сочетания.

Коэффициенты перегрузки приняты:

для собственного веса конструкций $n = 1{,}1$
» вертикальных и горизонтальных нагрузок от кранов $n = 1{,}3$

Постоянная нагрузка. Подсчет нагрузки на 1 *пог. м.* от собственного веса балки и веса подкранового пути приведен в табл. 2.21.

Определение постоянных нагрузок *Таблица 2.21*

Наименование нагрузки	Нормативная нагрузка	Коэффициент перегрузки n	Расчетная нагрузка
Собственный вес балки на 1 *пог. м* [0,57 × 0,12 + 0,30 (1,00 — 0,12)] 2500	0,83	1,1	0,91
Собственный вес 1 *пог. м* подкранового пути	0,15	1,1	0,17
Итого постоянная нагрузка g= . .	0,98	—	1,08

Временная вертикальная нагрузка. По ГОСТ 3332—54, (см. табл. 4.13) для заданного крана:

ширина крана B — 6300 *мм*
база крана K — 4400 »

давление колеса на рельс подкранового пути $P = 19{,}5$ *т*
вес тележки $G_т = 8{,}5$ »

Динамический характер воздействия крановой нагрузки на балку учитываем коэффициентом динамичности 1,2.

Максимальное расчетное давление колеса крана на рельс подкранового пути с учетом коэффициентов динамичности и перегрузки

$$P_{max} = 19{,}5 \times 1{,}2 \times 1{,}3 = 30{,}42\ т.$$

Временная горизонтальная нагрузка. Расчетная тормозная горизонтальная сила, действующая поперек балки, от каждого из двух стоящих на балке колес крана с учетом коэффициента перегрузки (коэффициент динамичности для горизонтальных сил не учитывается)

$$T_к = \frac{Q + G_т}{40} n = \frac{20 + 8{,}5}{40} 1{,}3 = 0{,}92\ т.$$

РАСЧЕТ ПОДКРАНОВОЙ БАЛКИ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

Монолитная подкрановая балка рассчитывается как неразрезная многопролетная балка на шарнирно вращающихся опорах без учета связи с колоннами. При количестве пролетов более пяти (в нашем случае 7)

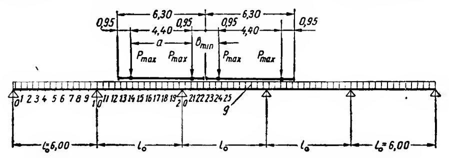


Рис. 2.77. Расчетная схема балки и схема вертикальных нагрузок.

балка рассчитывается как пятипролетная; при этом первые и вторые от концов пролеты принимаются соответственно по первому и второму пролетам пятипролетной балки; все остальные — по среднему пролету пятипролетной балки.

Расчетная схема балки и схема нагрузок показаны на рис. 2.77.

Подбор сечений подкрановой балки производится по огибающим эпюрам изгибающих моментов и поперечных сил от совместного действия равномерно распределенной нагрузки и подвижных сосредоточенных грузов крановой нагрузки при максимальном сближении кранов. Для вычисления ординат огибающих эпюр пользуемся таблицей 3.21.

Ввиду симметрии конструкции относительно середины среднего пролета, ординаты огибающих эпюр определяем только для сечений левой половины балки.

Усилия от расчетных нагрузок в вертикальной плоскости

Ординаты огибающей эпюры изгибающих моментов определяем для сечений балки, расположенных через $0,1l$, по формуле:

$$M_n = c_n g l^2 + k_n \frac{P_{max} l}{1000},$$

где c_n — коэффициент, принимаемый по табл. 3.21;

n — индекс, соответствующий порядковому номеру сечения по длине балки;

k_n — коэффициент, принимаемый по табл. 3.21.

При $K = 4{,}40$ *м* и $b_{min} = 6{,}30 - 4{,}40 = 1{,}90$ *м* находим:

$$\frac{K}{l} = \frac{4{,}40}{6{,}00} = 0{,}733 \approx 0{,}70;$$

$$\frac{b_{min}}{l} = \frac{1{,}90}{6{,}00} = 0{,}316 \approx 0{,}30.$$

Вычисление ординат огибающей эпюры изгибающих моментов приведено в табл. 2.22.

Таблица 2.22

Ординаты огибающей эпюры изгибающих моментов от вертикальных нагрузок

Сечения	Равномерно распределенная нагрузка			Крановая нагрузка			M_{max} (в *тм*)	M_{min} (в *тм*)
	c_n	gl^2 (в *тм*)	$c_n gl^2$ (в *тм*)	k_n	$\frac{P_{max} l}{1000}$ (в *тм*)	$k_n \frac{P_{max} l}{1000}$ (в *тм*)		
0	0,000	$1{,}08 \times 6{,}00^2 = 38{,}85$	0,000	0	$\frac{30{,}42 \times 6{,}00}{1000} = 0{,}1825$	0,00	0,00	
				0		0,00		0,00
1	+0,034		+1,32	+134		+24,45	+25,77	
				— 10		—1,83		—0,51
2	+0,059		+2,29	+217		+39,60	+41,89	
				— 20		—3,65		—1,36
3	+0,073		+2,84	+254		+46,40	+49,24	
				— 29		—5,29		—2,45

Продолжение табл. 2.22

Сечения	Равномерно распределенная нагрузка			Крановая нагрузка			M_{max} (в *тм*)	M_{min} (в *тм*)
	c_n	gl^2 (в *тм*)	$c_n gl^2$ (в *тм*)	k_n	$\frac{P_{max} l}{1000}$ (в *тм*)	$k_n \frac{P_{max} l}{1000}$ (в *тм*)		
4	+0,078	38,85	+3,03	+254	0,1825	+46,40	+49,43	
				—39		—7,11		—4,08
5	+0,072		+2,80	+242		+44,20	+47,00	
				—49		—8,94		—6,14
6	+0,057		+2,22	+209		+38,20	+40,42	
				—59		—10,75		—8,53
7	+0,031		+1,21	+158		+28,85	+30,06	
				—68		—12,40		—11,19
8	—0,004		—0,16	+114		+20,80	+20,64	
				—78		—14,23		—14,39
9	—0,050		—1,94	+41		+7,48	+5,54	
				—171		—31,20		—33,14
10	—0,105		—4,08	+23		+4,20	+0,12	
				—264		—48,20		—52,28
11	—0,058		—2,86	+50		+9,13	+6,87	
				—186		—33,95		—36,21
12	—0,020		—0,78	+102		+18,60	+17,82	
				—108		—19,70		—20,48
13	+0,008		+0,31	+144		+26,30	+26,61	
				—95		—17,32		—17,01
14	+0,026		+1,01	+161		+29,40	+30,41	
				—82		—14,97		—13,96
15	+0 033		+1,28	+165		+30,10	+31,38	
				—69		—12,60		—11,32

Продолжение табл. 2.22

Сечения	Равномерно распределенная нагрузка			Крановая нагрузка			M_{max} (в *тм*)	M_{min} (в *тм*)
	c_n	gl^2 (в *тм*)	$c_n gl^2$ (в *тм*)	k_n	$\frac{P_{max} l}{1000}$ (в *тм*)	$k_n \frac{P_{max} l}{1000}$ (в *тм*)		
16	+0,030	38,85	+1,17	+164 —72	0,1825	+29,90 —13,13	+31,07	—11,96
17	+0,018		+0,70	+152 —74		+27,75 —13,30	+28,45	—12,80
18	—0,004		—0,16	+115 —77		+21,00 —14,05	+20,84	—14,21
19	—0,037		—1,44	+53 —145		+9,68 —26,45	+8,24	—27,89
20	—0,079		—3,07	+51 —214		+9,32 —39,05	+6,25	—42,12
21	—0,034		—1,32	+58 —145		+10,58 —26,45	+9,26	—27,77
22	+0,001		+0,04	+118 —77		+21,55 —14,05	+21,59	—14,01
23	+0,026		+1,01	+155 —72		+28,30 —13,13	+29,31	—12,12
24	+0,041		+1,59	+166 —68		+30,30 —12,40	+31,89	—10,81
25	+0,046		+1,79	+165 —63		+30,10 —11,50	+31,89	—9,71

Огибающая эпюра изгибающих моментов показана на рис. 2.78.

При определении усилий от крановых нагрузок учтена возможность схода колес крана влево от опоры 0.

Ординаты огибающей эпюры поперечных сил определяем по формуле

$$Q_n = c'_n gl + k'_n \frac{P_{max}}{1000},$$

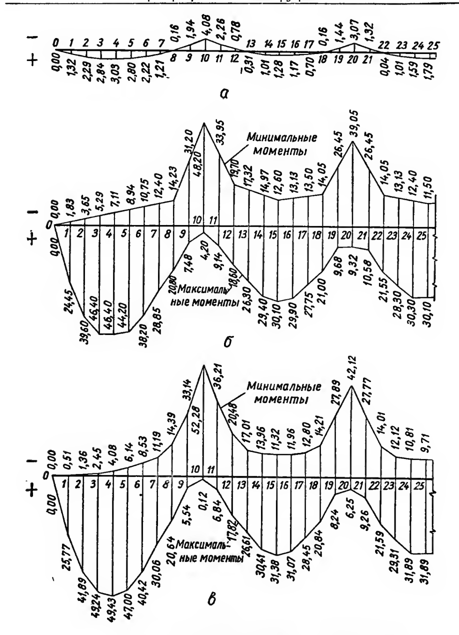


Рис. 2.78. Эпюры расчетных изгибающих моментов (в *тм*):
а — от постоянной нагрузки; *б* — от временной вертикальной нагрузки; *в* — суммарная.

где c'_n и k_n — коэффициенты, принимаемые по табл. 3.21 аналогично коэффициентам c_n и k_n при тех же значениях $\frac{K}{l}$ и $\frac{b}{l}$.

Ветви огибающей эпюры поперечных сил разрешается принимать очерченными по прямым. Для построения огибающей эпюры поперечных сил вычисляем для каждой ее ветви по две ординаты: в опорном сечении и на расстоянии $0{,}6l$ от опоры.

Вычисление ординат огибающей эпюры поперечных сил приведено в табл. 2.23.

Таблица 2.23

Ординаты огибающей эпюры поперечных сил от вертикальных нагрузок

Сечения	Равномерно распределенная нагрузка			Крановая нагрузка			Q_n (в *т*)
	c'_n	gl (в *т*)	$c'_n gl$ (в *т*)	k'_n	$\frac{P_{max}}{1000}$ (в *т*)	$k'_n \frac{P_{max}}{1000}$ (в *т*)	
0	+0,395	$1,08 \times 6,00 = 6,48$	+2,56	+1627	$\frac{30,42}{1000} = 0,0304$	+49,40	+51,96
6	—0,205		—1,33	+ 318		+ 9,67	+ 8,34
$10^{л}$	—0,605		—3,92	—1843		—56,00	—59,92
4	—0,005		—0,03	— 655		—19,80	—19,83
$10^{п}$	+0,526		+3,41	+1816		+55,20	+58,61
16	—0,074		—0,48	+ 418		+12,70	+12,22
$20^{л}$	—0,474		—3,07	—1799		—54,70	—57,77
14	+0,126		+0,82	— 405		—12,30	—11,48
$20^{п}$	+0,500		+3,24	+1798		+54,70	+57,94
26	—0,100		—0,65	+ 422		+12,83	+12,18

Огибающая эпюра поперечных сил показана на рис. 2.79.

Усилия от расчетных нагрузок в горизонтальной плоскости

От горизонтальных сил поперечного торможения достаточно определить только наибольший изгибающий момент, так как необходимое для восприятия этого момента сечение арматуры обычно невелико и она ставится в полном количестве по всей длине балки.

Величину изгибающего момента от горизонтальных сил находим аналогично моменту от вертикальной крановой нагрузки по формуле

$$M^T_{max} = k_{10}\frac{T_к l}{1000} = 264\frac{0,92 \times 6,00}{1000} = 1,46 \ тм,$$

коэффициент k_{10} принят тот же, что и при определении усилий в вертикальной плоскости.

Подбор сечений арматуры

Расчет поперечного сечения арматуры в подкрановых балках от усилий, действующих в вертикальной и горизонтальной плоскостях, делается независимо. Сечения, условно принимаемые работающими на усилия в каждой из плоскостей, показаны на рис. 2.76.

Расчет арматуры от усилий в вертикальной плоскости

Продольная рабочая арматура

Как видно из огибающей эпюры изгибающих моментов (рис. 2.78), во всех сечениях балки возникают как положительные, так и отрицательные изгибающие моменты, поэтому по всей длине балки необходимо предусмотреть двойную арматуру.

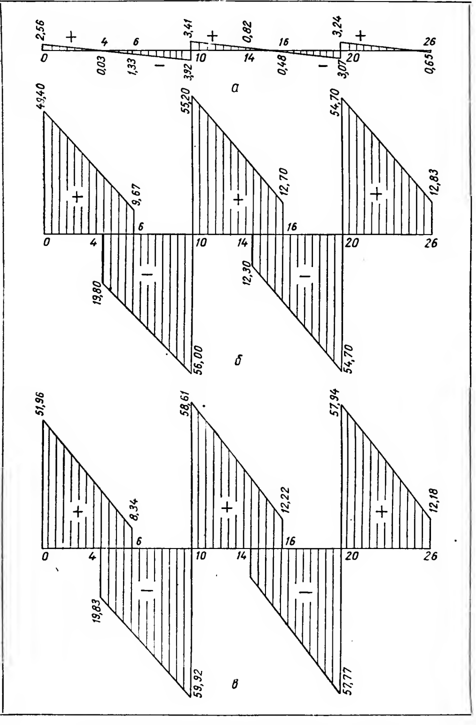


Рис. 2.79. Эпюры расчетных поперечных сил (в *т*):
а — от постоянной нагрузки; *б* — от временной нагрузки; *в* — суммарная.

Площадь поперечного сечения рабочей продольной арматуры определяем:

в каждом пролете — по наибольшему положительному изгибающему моменту (сечения 4, 15 и 25) и возникающему в этом сечении отрицательному изгибающему моменту;

на каждой опоре — по наибольшему отрицательному изгибающему моменту (сечения 10 и 20) и возникающему в этом сечении положительному изгибающему моменту.

Сечение продольной арматуры в остальных сечениях по длине балки определяется построением эпюры материалов при конструировании.

Сечение балки при расчете на положительные изгибающие моменты рассматривается как тавровое (полка тавра находится в сжатой зоне), при расчете на отрицательные изгибающие моменты — как прямоугольное (полка тавра находится в растянутой зоне) с шириной, равной ширине ребра.

Полагая, что нижнюю арматуру в пролетных сечениях и верхнюю в опорных сечениях придется располагать в два ряда, а верхнюю арматуру в пролетных сечениях и нижнюю в опорных сечениях — в один ряд, принимаем:

полезную высоту сечения при определении нижней арматуры в пролетных сечениях и верхней арматуры в опорных сечениях

$$h_0 = 100 - 5{,}5 = 94{,}5\ см;$$

полезную высоту сечения при определении верхней арматуры в пролетных сечениях и нижней арматуры в опорных сечениях

$$h'_0 = 100 - 3{,}5 = 96{,}5\ см;$$

расстояние между центрами тяжести верхней и нижней арматуры для всех сечений

$$h_а = h_0 - a' = 94{,}5 - 3{,}5 = 91{,}0\ см.$$

Устанавливаем тип таврового сечения

$$mb_п h_п R_и (h_0 - 0{,}5h_п) = 1{,}0 \times 57 \times 12 \times 85\,(94{,}5 - 0{,}5 \times 12) = \\ = 5\,150\,000 > M_4 = 4\,943\,000\ кгсм.$$

Так как несущая способность балки при положении нейтральной оси в пределах полки таврового сечения больше расчетного максимального положительного момента в балке, то расчет тавровых сечений производим как прямоугольных шириной

$$b_п = 57{,}0\ см.$$

Напомним, что при расчете изгибаемых элементов с двойной арматурой учет сжатой арматуры $F_а$ целесообразен только в случае, если удовлетворяется условие

$$z = \gamma_0 h_0 < h_а$$

или

$$\gamma_0 < \frac{h_а}{h_0},$$

где z — плечо внутренней пары сил при расчете сечения без учета сжатой арматуры.

Если это условие не удовлетворяется, то учет сжатой арматуры дает уменьшение несущей способности по сравнению с несущей способностью сечений с одиночной арматурой (см. стр. 79).

Подбор сечения продольной арматуры балки целесообразно начинать с сечения с наибольшим (по абсолютной величине) изгибающим моментом.

Расчет арматуры производим по табл. 1.34.

Сечение *10*. $M_{10\,\min} = -52{,}28$ *тм*; $M_{10\,\max} = +0{,}12$ *тм*.

Определяем сечение верхней растянутой арматуры

$$A_0 = \frac{M}{mbh_0^2 R_и} = \frac{5\,228\,000}{1{,}0 \times 30 \times 94{,}5^2 \times 85} = \frac{5\,228\,000}{22\,800\,000} = 0{,}229;$$

при $A_0 = 0{,}229$ находим

$$\gamma_0 = 0{,}868 < \frac{h_a}{h_0} = \frac{91{,}0}{94{,}5} = 0{,}963.$$

Таким образом в расчете целесообразно учесть сжатую арматуру.

По конструктивным соображениям до всех опор балки доводится 4N20 нижней арматуры ($F'_a = 12{,}56$ *см*²). Находим величину изгибающего момента, воспринимаемого сжатой арматурой и равной ей по площади растянутой арматурой,

$$M'_a = mm_a R_a F'_a h_a = 1{,}0 \times 1{,}0 \times 2400 \times 12{,}56 \times 91{,}0 = 2\,745\,000 \text{ кгсм}.$$

Момент M_I, воспринимаемый сжатой зоной бетона и соответствующей частью растянутой арматуры F_{aI}:

$$M_I = M - M'_a = 5\,228\,000 - 2\,745\,000 = 2\,483\,000 \text{ кгсм}.$$

Определяем сечение арматуры F_{aI}

$$A_0 = \frac{M_I}{mbh_0^2 R_и} = \frac{2\,483\,000}{1{,}0 \times 30 \times 94{,}5^2 \times 85} = 0{,}109.$$

По табл. 1.34 устанавливаем:

$$\gamma_{0I} = 0{,}943 < 0{,}963,$$

при этом

$$F_{aI} = \frac{M_I}{mm_a R_a \gamma_{0I} h_0} = \frac{2\,483\,000}{1{,}0 \times 2400 \times 0{,}943 \times 94{,}5} = 11{,}60 \text{ см}^2.$$

Полное сечение верхней растянутой арматуры

$$F_a = F_{aI} + F'_a = 11{,}60 + 12{,}56 = 24{,}16 \text{ см}^2.$$

Процент армирования, отнесенный к полезной площади ребра,

$$\mu\% = \frac{24{,}16}{30 \times 94{,}5} \times 100 = 0{,}85\%;$$

принимаем: 4N24 и 2N20; $F_a = 24{,}36$ *см*².

Так как $M_{10\max} = +0{,}12$ *тм* $< M'_a = 27{,}45$ *тм*, то прочность сечения по положительному моменту обеспечена.

Сечение *4*. $M_{4\max} = +49{,}43$ *тм*; $M_{4\min} = -4{,}08$ *тм*.

Находим сечение нижней растянутой арматуры

$$A_0 = \frac{M}{mb_п h_0^2 R_и} = \frac{4\,943\,000}{1,0 \times 57 \times 94,5^2 \times 85} = 0,114;$$

при этом

$$\gamma_0 = 0,941 < 0,963,$$

т. е. учет сжатой арматуры целесообразен.

По конструктивным соображениям верхняя арматура в пролетах ставится в количестве 2N20 (6,28 $см^2$) и 2 ∅ 12 (2,26 $см^2$).

$$M'_а = (1,0 \times 1,0 \times 2400 \times 6,28 + 1,0 \times 1,0 \times 2100 \times 2,26)\,91,0 = 1800\,000 \text{ кгсм};$$

$$A_{01} = \frac{4\,943\,000 - 1\,800\,000}{1,0 \times 57 \times 94,5^2 \times 85} = \frac{3\,140\,000}{43\,400\,000} = 0,072,$$

$$\gamma_{01}' = 0,963.$$

Так как $\gamma_{01} = 0,963 = \frac{h_а}{h_0} = 0,963$, то общее сечение растянутой арматуры определяем по формуле

$$F_а = \frac{M}{mm_а R_а h_а} = \frac{4\,943\,000}{1,0 \times 1,0 \times 2400 \times 91,0} = 22,65 \text{ см}^2,$$

$$\mu\% = \frac{22,65}{30 \times 94,5} \times 100 = 0,8\%;$$

принимаем: 2N24 и 5N20; $F_а = 24,74$ $см^2$.

Так как $M_{4\,min} = 4,08$ *тм* $< M'_а = 18,0$ *тм*, то прочность сечения по отрицательному моменту обеспечена.

Сечение *15*. $M_{15\,max} = +31,38$ *тм*; $M_{15\,min} = -11,32$ *тм*.

Находим сечение нижней растянутой арматуры

$$A_0 = \frac{3\,138\,000}{1,0 \times 57 \times 94,5^2 \times 85} = 0,072.$$

При этом $\gamma_0 = 0,963 = \frac{h_а}{h_0} = 0,963$, и

$$F_а = \frac{3\,138\,000}{1,0 \times 1,0 \times 2400 \times 91,0} = 14,35 \text{ см}^2,$$

$$\mu\% = \frac{14,35}{30 \times 94,5} \times 100 = 0,51\%;$$

принимаем: 6N20; $F_а = 18,84$ $см^2$.

Как видно из расчета сечения *4*, конструктивно поставленной верхней арматуры достаточно для восприятия момента $M_{15\,min} = -11,32$ *тм*.

Сечение *20*. $M_{20\,min} = -42,12$ *тм*; $M_{20\,max} = +6,25$ *тм*.

Находим сечение верхней растянутой арматуры:

$$A_0 = \frac{4\,212\,000}{1,0 \times 30 \times 94,5^2 \times 85} = 0,185;$$

$$\gamma_0 = 0,893 < 0,963.$$

Таким образом, целесообразно учесть сжатую арматуру сечением $F'_а = 12,56$ $см^2$.

При этом

$$M'_а = 2\,745\,000 \text{ кгсм}.$$

Определяем сечение арматуры F_{a1}

$$A_{01} = \frac{4\,214\,000 - 2\,745\,000}{22\,800\,000} = 0{,}064;$$

$$\gamma_{01} = 0{,}966 > 0{,}963.$$

Полное сечение верхней растянутой арматуры

$$F_a = \frac{M}{m m_a R_a h_a} = \frac{4\,212\,000}{1{,}0 \times 1{,}0 \times 2400 \times 91{,}0} = 19{,}30 \text{ см}^2;$$

принимаем: 2N24 и 4N20; $F_a = 21{,}60$ *см*².

Сечение *25*. $M_{25\,max} = +31{,}89$ *тм*; $M_{25\,min} = -9{,}71$ *тм*.

Армирование сечения 25 принимаем по сечению 15, ввиду примерно равных усилий в этих сечениях.

Хомуты и отогнутая арматура

Проверяем условие (1.114)

$$m R_p b h_0 = 1{,}0 \times 5{,}8 \times 30 \times 94{,}5 = 16\,450 \text{ кг} < Q_0^{пр} = 51\,960 \text{ кг}.$$

Так как условие (1.114) не удовлетворяется для наименьшей из поперечных сил в опорных сечениях, то требуется расчет прочности наклонных сечений по поперечной силе у всех опор.

Находим наибольшее расстояние между хомутами и между концом предыдущего и началом последующего отгиба.

Так как хомуты обычно конструируются одинаковыми и с одинаковым шагом по всей длине балок, в формулу (1.116) подставляем наибольшее значение поперечной силы

$$u = \frac{0{,}1 m R_и b h_0^2}{Q} = \frac{0{,}1 \times 1{,}0 \times 85 \times 30 \times 94{,}5^2}{59\,920} = 38{,}0 \text{ см}.$$

Расстояние между хомутами должно быть также не более половины высоты балки

$$\frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ см} > 38{,}5 \text{ см}.$$

Принимаем по конструктивным соображениям расстояние между хомутами по всей длине балки $a_x = 25$ *см*.

Принимаем четырехветвенные хомуты диаметром 8 *мм* ($n = 4$; $f_x = 0{,}503$ *см*²).

Предельное усилие, воспринимаемое хомутами на единицу длины балки, определяем по формуле

$$q_x = \frac{m_н m_a R_a f_x n}{a_x} = \frac{0{,}8 \times 1{,}0 \times 2100 \times 0{,}503 \times 4}{25} = 136 \text{ кг/см}.$$

Предельную поперечную силу, воспринимаемую бетоном и хомутами, определяем по формуле:

$$m Q_{х.б} = m \sqrt{0{,}6 R_и b h_0^2 q_x} = 1{,}0 \sqrt{0{,}6 \times 85 \times 30 \times 94{,}3^2 \times 136} =$$
$$= 43\,000 \text{ кг} = 43{,}00 \text{ т}.$$

Отсекаем на эпюре поперечных сил часть эпюры с ординатой $mQ_{х.б} = 43{,}00$ *т* и графически определяем необходимое количество плоскостей отогнутых стержней (рис. 2.80). Как видно из рис. 2.80, у первой

опоры необходима только одна плоскость, а у остальных — по две плоскости отогнутых стержней. Возможность образования отогнутых стержней за счет продольной рабочей арматуры проверяется при построении эпюры материалов.

Определяем площадь отогнутых стержней

I пролет слева: $Q_0^{\text{пр}} = 51{,}96$ m; $Q_6 = 8{,}34$ m.

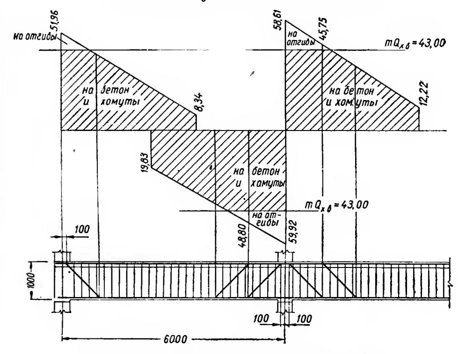


Рис. 2.80. Определение количества плоскостей отгибов.

Площадь сечения отогнутых стержней в первой плоскости

$$F_{01} = \frac{Q_0 - mQ_{x.\,б}}{mm_{н}m_{а}R_{а}\sin\alpha} = \frac{51\,960 - 43\,000}{1{,}0 \times 0{,}8 \times 1{,}0 \times 2400 \times 0{,}707} = \frac{8960}{1358} = 6{,}3\ см^2;$$

принимаем за счет продольной рабочей арматуры 2N20; $F_{01} = 6{,}28$ $см^2$.

Во второй плоскости отогнутых стержней, не требующейся по расчету, принимаем по конструктивным соображениям за счет продольной арматуры 1N20; $F_{02} = 3{,}14$ $см^2$.

I пролет справа: $Q_{10}^{л} = -59{,}92$ m; $Q_4 = -19{,}83$ m.

Площадь сечения отогнутых стержней в первой плоскости

$$F_{01} = \frac{59\,920 - 43\,000}{1358} = 12{,}46\ см^2;$$

принимаем за счет постановки уток 4N20; $F_а = 12{,}56$ $см^2$.

Поперечная сила в вертикальном сечении, проходящем через конец первой плоскости отгибов,

$$Q_1 = 59{,}92 - \frac{1{,}0}{0{,}6 \times 6{,}0}(59{,}92 - 19{,}83) = 48{,}80\ m;$$

площадь сечения отогнутых стержней во второй плоскости

$$F_{02} = \frac{48\,800 - 43\,000}{1358} = 4{,}27 \ см^2;$$

принимаем за счет продольной арматуры 2N20; $F_a = 6{,}28 \ см^2$.

II пролет слева: $Q_{10}^{пр} = 58{,}61 \ т$; $Q_{16} = 12{,}22 \ т$.

Площадь отогнутых стержней в первой плоскости

$$F_{01} = \frac{58\,610 - 43\,000}{1358} = 11{,}50 \ см^2;$$

принимаем за счет постановки уток 4N20; $F_a = 12{,}56 \ см^2$.

Поперечная сила в вертикальном сечении, проходящем через конец первой плоскости отгибов,

$$Q_1 = 58{,}61 - \frac{1{,}0}{0{,}6 \times 6{,}0}(58{,}61 - 12{,}22) = 45{,}75 \ т;$$

площадь поперечных стержней во второй плоскости

$$F_{02} = \frac{45\,750 - 43\,000}{1358} = 2{,}01 \ см^2;$$

принимаем за счет продольной арматуры 2N20; $F_a = 6{,}28 \ см^2$.

Площади отогнутых стержней во *II* пролете справа и в *III* слева принимаем по *II* пролету слева, так как поперечные силы на этих участках примерно равны.

Расчет арматуры от усилий в горизонтальной плоскости

Вдоль вертикальных граней полок по конструктивным соображениям укладывается по 2 ∅ 12 *мм* ($F_a = 2{,}26 \ см^2$).

Проверяем достаточность этой арматуры при сечении бетона, показанном на рис. 2.76, *в*, для восприятия наибольшего изгибающего момента, действующего в горизонтальной плоскости:

$$mm_a R_a F_a h_a = 1{,}0 \times 1{,}0 \times 2100 \times 2{,}26 \times 50{,}8 = 241\,000 \ кгсм = \\ = 2{,}41 \ тм > 1{,}46 \ тм,$$

здесь $h_a = 57 - 2 \times 2{,}5 - 2\frac{1{,}2}{2} = 50{,}8 \ см$ — расстояние между центрами тяжести продольных стержней, расположенных по краям горизонтальной полки. Сечение принятой арматуры вполне достаточно.

Построение эпюры материалов и армирование показано на чертеже подкрановой балки (рис. 2.81).

XII. ОДНОЭТАЖНЫЙ МНОГОПРОЛЕТНЫЙ ПОПЕРЕЧНИК ПРОМЫШЛЕННОГО ЗДАНИЯ В СБОРНОМ ЖЕЛЕЗОБЕТОНЕ

ДАННЫЕ ДЛЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

Рассчитать и законструировать сборные железобетонные стойки и фундаменты под них для среднего поперечника одноэтажного трехпролетного промышленного здания. В каждом пролете заданы два электрических мостовых крана среднего режима работы грузоподъемностью $Q = 10{,}0 \ т$, пролетом $L_k = 10{,}50 \ м$. Поперечный разрез, элемент плана здания и конструктивные детали показаны на рис. 2.82.

Несущий каркас здания полностью скомпонован из сборных железобетонных элементов.

Длина температурного блока — 60,00 *м*; поперечных стен в пределах температурного блока нет. Наружные стены — самонесущие. Грунты основания — суглинки с расчетным сопротивлением $R = 2{,}50$ *кг/см²*.

Район строительства — город Саратов.

Стойки изготавливаются из бетона марки 200, фундаменты — из бетона марки 150.

Арматура выполняется из горячекатаной стали периодического профиля марки Ст. 5 и из круглой стали марки Ст. 3.

Стойки и фундаменты предполагается выполнять из бетонов, приготовляемых на бетонных узлах, оборудованных механизмами для полуавтоматического дозирования составляющих бетона, при систематическом контроле прочности и однородности бетона при сжатии.

Общий коэффициент условий работы стоек и фундаментов $m = 1{,}0$.

Расчетные сопротивления материалов и коэффициенты условий работы арматуры:

для бетона марки 200 — $R_и = 110$ *кг/см²*, $R_р = 7{,}2$ *кг/см²* (по строке *А*);
» бетона марки 150 — $R_и = 85$ *кг/см²*, $R_р = 5{,}8$ *кг/см²* (по строке *А*);
» Ст. 3 — $R_а = 2100$ *кг/см²*, $m_а = 1{,}0$;
» Ст. 5 — $R_а = 2400$ *кг/см²*, $m_а = 1{,}0$.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАГРУЗОК

Поперечник рассчитывается на следующие виды нагрузок: постоянную, состоящую из веса элементов конструкций покрытия и стен, подкрановых балок и стоек, и временную, состоящую из крановой нагрузки, веса снега и давления ветра.

Все перечисленные нагрузки, кроме ветровой, входят в основное сочетание нагрузок.

Коэффициенты перегрузки приняты:

для собственного веса конструкций . . . . $n = 1{,}1$
» веса теплоизоляционных плит . . . . $n = 1{,}2$
» крановой нагрузки . . . . $n = 1{,}3$
» снеговой нагрузки . . . . $n = 1{,}4$
» ветровой нагрузки . . . . $n = 1{,}2$

Определяем расчетные величины нагрузок.

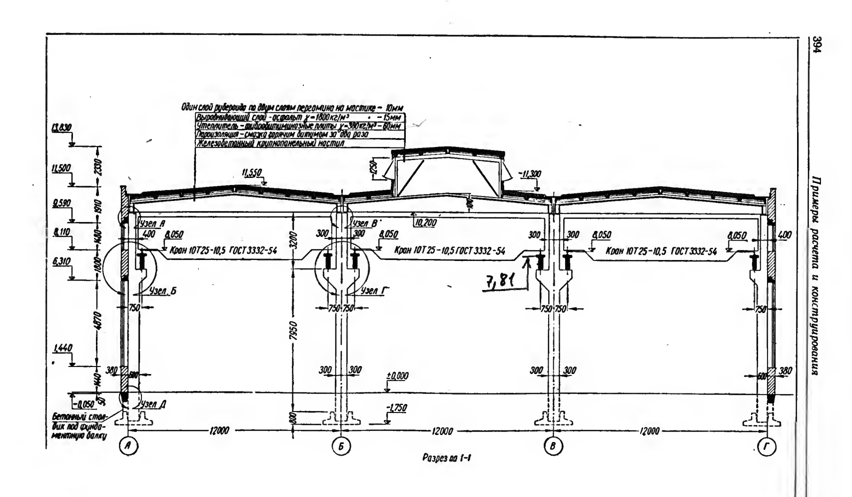
Постоянная нагрузка

Расчетная нагрузка от покрытия.

Подсчет собственного веса 1 *м²* покрытия в крайних пролетах (см. рис. 2.82) приведен в табл. 2.24.

Собственный вес двускатной балки покрытия определяем по рабочему чертежу балки:

кубатура бетона на одну балку 1,29 *м³*
собственный вес балки $1{,}29 \times 2500 = 3230$ *кг*


Один слой рубероида по двум слоям пергамина на мастике – 10мм
Выравнивающий слой – асфальт γ=1800кг/м³ – 15мм
Утеплитель – фибролитиминозные плиты γ=380кг/м³ – 60мм
Пароизоляция – смазка горячим битумом за два раза
Железобетонный крупнопанельный настил
13,830
11,500
9,590
8,110
6,310
1,440
-0,050
2330
1910
1480
1800
4870
1440
11,550
11,300
10,200
1250
Узел А
Узел В
Узел Б
Узел Г
Узел Д
8,050
Кран 10Т25-10,5 ГОСТ 3332-54
7,81
3200
7950
800
750
300
400
380
600
±0,000
-1,750
Бетонный столбик под фундаментную балку
12000
А
Б
В
Г
Разрез по 1-1

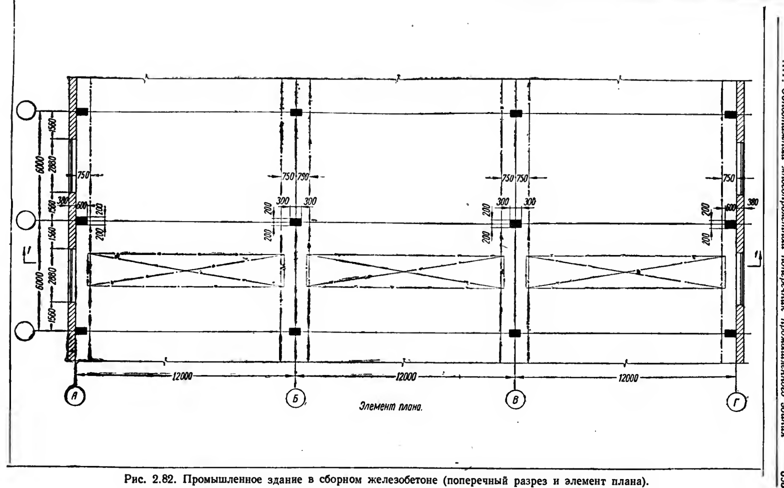
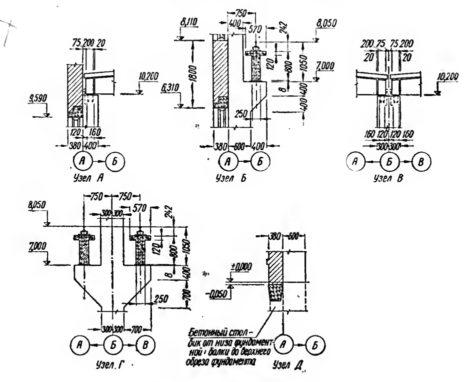


Рис. 2.82. Промышленное здание в сборном железобетоне (поперечный разрез и элемент плана).



Конструктивные детали (к рис. 2.82).

Вес конструкций фонаря, дополнительно приходящихся на двускатную балку среднего пролета (рама фонаря, связи, бортовые стенки, прогоны остекления и остекленные переплеты), подсчитанный по рабочим чертежам, составляет 2290 *кг*.

Таблица 2.24

Определение постоянных нагрузок от покрытия

Наименование элементов конструкции	Нормативная нагрузка (в *кг*)	Коэффициент перегрузки n	Расчетная нагрузка (в *кг/м²*)
Водоизоляционный ковер	10	1,1	11
Асфальт ($\gamma = 1800$ *кг/м³*) — 15 *мм*	27	1,1	30
Утеплитель — фибробитумиозные плиты ($\gamma = 380$ *кг/м³*) — 60 *мм*	23	1,2	28
Пароизоляция	5	1,1	6
Железобетонный крупнопанельный настил	145	1,1	160
Итого	210	—	235

Расчетная нагрузка от балки покрытия на стойку:

для крайнего пролета: $P_{\text{р. кр}} = \frac{235 \times 6{,}0 \times 12{,}0}{2} + \frac{3230}{2} \times 1{,}1 = 10\,240$ *кг*;

для среднего пролета: $P_{\text{р. ср}} = 10\,240 + \frac{2290}{2} \times 1{,}1 = 11\,500$ *кг*.

Нагрузка от покрытия приложена на уровне опирания двускатной балки по вертикали, проходящей через середину площадки опирания.

Площадкой опирания является центрирующая металлическая подкладка, выступающая над верхней поверхностью бетона колонны (рис. 2.82, узлы *А* и *В*).

Расстояние от линии действия нагрузки до геометрической оси надкрановой части стойки:

$$\text{для стойки по оси } А\ e_{в} = 0{,}12 + \frac{0{,}16}{2} - \frac{0{,}40}{2} = 0;$$

$$\text{для стойки по оси } Б\ e_{в} = 0{,}12 + \frac{0{,}16}{2} = 0{,}20\ м.$$

Расстояние от точки приложения нагрузки до верха стойки $y_{в} = 0$.

Расчетная нагрузка от собственного веса подкрановой балки (рис. 2.82) и веса подкранового пути (150 *кг/пог. м*) на стойку

$$P_{п.\,б.} = \{[0{,}57 \times 0{,}12 + 0{,}25\ (0{,}80 - 0{,}12)]\,2500 + 150\} \times \times 6{,}00 \times 1{,}1 = 4930\ кг.$$

Нагрузка от подкрановых балок считается приложенной на уровне их опирания по вертикали, проходящей через ось подкранового пути.

Расстояние от линии действия нагрузки до геометрической оси подкрановой части стойки:

для стойки по оси *А* (рис. 2.82, узел *Б*)

$$e_{н} = 0{,}75 - 0{,}30 = 0{,}45\ м;$$

для стойки по оси *Б* (рис. 2.82, узел *Г*)

$$e_{н} = 0{,}75\ м.$$

Расстояние по вертикали от точки приложения нагрузки до низа стойки $y_{н} = 1{,}0 \times H_{н}$.

Расчетная нагрузка от собственного веса стоек (рис. 2.82).

Стойка по оси *А*:

надкрановая часть стойки

$$P_{в} = 0{,}40 \times 0{,}40 \times 3{,}20 \times 2500 \times 1{,}1 = 1410\ кг;$$

подкрановая часть стойки

$$P_{н} = \left[0{,}60 \times 0{,}40 \times 7{,}95 + \left(0{,}40 \times 0{,}40 + \frac{0{,}40^2}{2}\right)0{,}40\right] \times \times 2500 \times 1{,}1 = 5510\ кг.$$

Стойка по оси *Б*:

надкрановая часть стойки

$$P_{в} = 0{,}60 \times 0{,}40 \times 3{,}20 \times 2500 \times 1{,}1 = 2110\ кг;$$

подкрановая часть стойки

$$P_{н} = \left[0{,}60 \times 0{,}40 \times 7{,}95 + \left(0{,}40 \times 0{,}70 + \frac{0{,}70^2}{2}\right)0{,}40 \times 2\right] \times \times 2500 \times 1{,}1 = 6410\ кг.$$

Нагрузка от собственного веса самонесущих стен при принятом опирании фундаментных балок на специальные столбики передается непосредственно на фундамент, не оказывая влияния на стойки.

Временные нагрузки

Снеговая нагрузка

Для расчета стоек распределенне снеговой нагрузки по покрытню во всех пролетах здания принимается равномерным.

Вес снегового покрова для г. Саратова (II район)

$$p = 70 \ кг/м^2.$$

Нормативная снеговая нагрузка на 1 $м^2$ площадн горнзонтальной проекцин покрытия

$$p^н = pc = 70 \times 1 = 70 \ кг/м^2,$$

где коэффнцнент $c = 1$ прннят согласно табл. 4.16.

Расчетные нагрузкн на стойку для крайннх и среднего пролетов

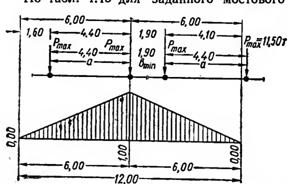
$$P_{сн} = 70 \times 6{,}0 \times 12{,}0 \times 0{,}5 \times 1{,}4 = 3530 \ кг.$$

Снеговая нагрузка передается стойкам в тех же точках, что и постоянная нагрузка от покрытня.

Вертикальная нагрузка от кранов

По табл. 4.13 для заданного мостового электрнческого крана:

давленне колеса на рельс подкранового путн $P_{max} = 11{,}5$ *т*
вес тележкн $G_т = 4{,}0$ *т*
ширнна крана $B = 6300$ *мм*
база крана $K = 4400$ *мм*



Рнс. 2.83. Лнння влнянии давлення на стойку и установка крановой нагрузкн в невыгодное положенне.

Динамнческое воздействне крановой нагрузкн прн расчете стоек не учнтывается.

Расчетное макснмальное давление от кранов на стойку определяем по лннин влняния давлення на стойку. Схема крановой нагрузкн и лнння влняния давлення на стойку показаны на рнс. 2.83.

$$D_{max} = \frac{11{,}50}{6{,}0}(1{,}60 + 6{,}00 + 4{,}10)\,1{,}3 = 29{,}15\,т.$$

Вертнкальная нагрузка от кранов передается на стойкн в тех же точках, что н постоянная нагрузка от подкрановых балок.

Горнзонтальная нагрузка от поперечного торможення кранов

Велнчнна поперечной тормозной силы T_1 от каждого нз двух стоящнх на балке колес одного крана прн кранах с гнбкнм подвесом определяется по формуле

$$T_1 = \frac{Q + G_т}{40} = \frac{10{,}0 + 4{,}0}{40} = 0{,}35 \ т.$$

вес тел.

Величина расчетной тормозной поперечной горизонтальной нагрузки T, передающейся на стойку от действующих на подкрановую балку тормозных сил T_1, определяется для того же загружения, что и при определении вертикальной нагрузки

$$T = \frac{0{,}35}{6{,}0}(1{,}6 + 6{,}0 + 4{,}1)\,1{,}3 = 0{,}89\ m.$$

Горизонтальная сила поперечного торможения считается приложенной к стойке на уровне верха подкрановой балки (отметка 7,810).

Расстояние по вертикали от верха колонны до точки приложения силы

$$y_в = \frac{10{,}200 - 7{,}810}{3{,}200} H_в \cong 0{,}75 H_в.$$

Горизонтальную силу от продольного торможения кранов в расчете не учитываем.

Горизонтальная нагрузка от продольного торможения кранов обычно учитывается при расчете стоек коротких цехов, где в одном ряду располагается менее 7 стоек.

Ветровая нагрузка

Ветровая нагрузка принимается приложенной в виде распределенной нагрузки в пределах высоты стойки; давление ветра на конструкции, расположенные выше верха стойки, заменяется сосредоточенной силой W, приложенной на уровне верха стойки. Давление ветра на стойку собирается с вертикальной полосы шириной, равной шагу стоек вдоль цеха.

Величину скоростного напора ветра принимаем по табл. 4.17 для I района

$$Q = 30{,}0\ кг/м^2,$$

в пределах высоты стойки (до отметки 10,200) и

$$Q = 30 + \frac{(40 - 30)}{10} \times (13{,}830 - 10{,}000) \cong 34{,}0\ кг/м^2$$

на уровне конька фонаря (на отметке 13,830).

Аэродинамические коэффициенты принимаем по табл. 4.18.

Расчетная нагрузка от ветра на поперечник:

Равномерно распределенная ветровая нагрузка с наветренной стороны

$$p_{акт} = 0{,}8 \times 30 \times 6{,}00 \times 1{,}2 = 170\ кг/пог.\ м;$$

то же, с подветренной стороны

$$p_{отс} = 0{,}6 \times 30 \times 6{,}00 \times 1{,}2 = 130\ кг/пог.\ м.$$

Сосредоточенная ветровая нагрузка

$$W = [(0{,}8 + 0{,}6)(11{,}50 - 10{,}20) + (0{,}6 + 0{,}6)(13{,}83 - 11{,}30)]\,32 \times \times 6{,}00 \times 1{,}2 = 1110\ кг,$$

где 32 — средняя интенсивность скоростного напора ветра на высоте более 10,20 *м*.

РАСЧЕТ СТОЕК ПОПЕРЕЧНИКА ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

Общие указания по расчету

Расчетная схема поперечника и схема нагрузок показаны на рис. 2.84.

Статический расчет производится с помощью таблиц по методике, изложенной на стр. 226—228, для расчета сборных железобетонных многопролетных поперечников с ригелями в одном уровне.

Для выявления наибольших возможных расчетных усилий в сечениях стоек расчет поперечника производится отдельно от каждого вида

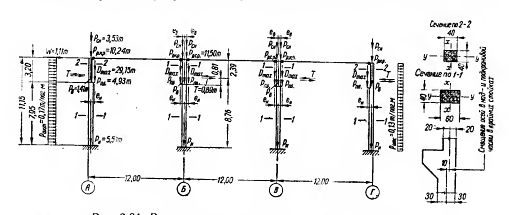


Рис. 2.84. Расчетная схема поперечника и схема нагрузок.

загружения. Вначале производятся расчеты от снеговой и крановой нагрузок, что позволяет воспользоваться ими в расчетах от постоянной нагрузки.

Благодаря симметрии поперечника относительно оси среднего пролета в расчете достаточно определить усилия от всех видов нагрузок только в стойках по осям *А* и *Б*. При расчете на ветровую нагрузку для определения усилий в стойках по осям *А* и *Б* при направлении ветра слева направо и справа налево целесообразно определить усилия во всех стойках при каком-либо одном направлении ветра, чтобы воспользоваться ими для определения усилий в стойках при другом направлении ветра.

Поперечник рассчитывается на следующие виды загружения:

1 — постоянную нагрузку;

2 — снеговую нагрузку на покрытии пролета *АБ*;

3 — снеговую нагрузку на покрытии пролета *БВ*;

4 — крановую нагрузку D_{max}, действующую на стойку по оси *А*;

5 — крановую нагрузку D_{max}, действующую на стойку по оси *Б*, со стороны пролета *АБ*;

6 — крановую нагрузку D_{max}, действующую на стойку по оси *Б*, со стороны пролета *БВ*;

7 — крановую нагрузку *Т*, действующую на стойку по оси *А* слева направо и справа налево;

8 — крановую нагрузку *Т*, действующую на стойку по оси *Б* слева направо и справа налево;

9 — ветровую нагрузку, действующую слева направо;

10 — ветровую нагрузку действующую справа налево.

Для подбора сечений стоек определяются наибольшие возможные усилия (изгибающий момент и продольная сила в четырех сечениях стоек: в нижнем, в сечениях непосредственно ниже и выше подкрановой ступени и в верхнем). Для нижнего сечения стоек определяется также поперечная сила, необходимая для расчета фундаментов под стойки.

Определяем геометрические характеристики стоек, необходимые для пользования табл. 3.92—3.100.

Стойка по оси А. Момент инерции сечения надкрановой части стойки

$$J_{в} = \frac{40 \times 40^3}{12} = 213\,000 \text{ см}^4;$$

момент инерции сечения подкрановой части стойки

$$J_{н} = \frac{40 \times 60^3}{12} = 720\,000 \text{ см}^4;$$

отношение моментов инерции

$$n = \frac{J_{в}}{J_{н}} = \frac{213\,000}{720\,000} = 0{,}30.$$

Отношение высоты надкрановой части стойки к полной высоте

$$\lambda = \frac{H_{в}}{H} = \frac{3200}{11\,150} = 0{,}29;$$

смещение геометрических осей сечений подкрановой и надкрановой частей стойки

$$e = 0{,}10 \text{ м}.$$

Стойка по оси Б. Стойка по оси *Б* имеет одинаковое сечение в подкрановой и надкрановой частях:

$$J_{в} = J_{н} = \frac{40 \times 60^3}{12} = 720\,000 \text{ см}^4;$$

$$n = 1;\ \lambda = 0{,}29;\ e = 0.$$

Определение усилий в стойках от отдельных видов нагрузок

Стойка по оси А. Загружение 2 (рис. 2.85). Снеговая нагрузка на покрытии пролета *АБ*. По табл. 3. 92 для $n = 0{,}30$; $\lambda = 0{,}29$ и $y_{в} = 0$ по интерполяции находим $k_1 = 1{,}697$; $\bar{k}_1 = 1{,}299$.

Величину горизонтальной реакции R_B находим по формуле

$$R_B = \frac{P}{H}(k_1 e_{в} - \bar{k}_1 e) =$$

$$= \frac{3{,}53}{11{,}15}(1{,}697 \times 0 - 1{,}299 \times 0{,}1) = -0{,}041 \text{ т}.$$

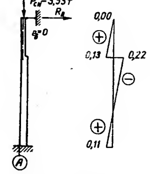


Рис. 2.85. Загружение 2 и эпюра изгибающих моментов.

Определяем усилия в сечениях стойки.

Изгибающие моменты:

$M_I = 3{,}53 \times 0 = 0;$

$M_{II} = 3{,}53 \times 0 + 0{,}041 \times 3{,}20 = +0{,}13$ *тм*;

$M_{III} = -3{,}53 \times 0{,}10 + 0{,}041 \times 3{,}20 =$
$= -0{,}35 + 0{,}13 = -0{,}22$ *тм*;

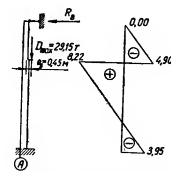
$M_{IV} = -3{,}53 \times 0{,}10 + 0{,}04. \times 11{,}15 =$
$= -0{,}35 + 0{,}46 = +0{,}11$ *тм*.

Продольные силы $N_{I} = N_{II} = N_{III} = N_{IV} = 3,53$ *т*.
Поперечная сила $Q_{IV} = -R_B = -(-0,041) = +0,041$ *т*.

Загруженне *4* (рис. 2.86). Крановая нагрузка. По табл. 3.93 для $n = 0,30$; $\lambda = 0,29$ и $y = 1,0H_н$ по интерполяции находим $k_2 = 1,299$.

Величину горизонтальной реакции R_B находим по формуле

$$R_B = k_2 \frac{D_{max} e_н}{H} = 1,299 \frac{29,15 \times 0,45}{11,15} = 1,53 \ т.$$



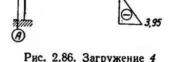


Рис. 2.86. Загружение *4* и эпюра изгибающих моментов.

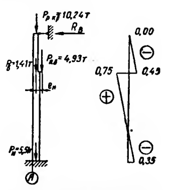


Рис. 2.87. Загружение *1* и эпюра изгибающих моментов.

Находим усилия в сечениях стойки.
Изгибающие моменты:
$M_I = 0$;
$M_{II} = -1,53 \times 3,20 = -4,90$ *тм*;
$M_{III} = 29,15 \times 0,45 - 1,53 \times 3,20 = +8,22$ *тм*;
$M_{IV} = 29,15 \times 0,45 - 1,53 \times 11,15 = -3,95$ *тм*.
Продольные силы $N_I = N_{II} = 0$; $N_{III} = N_{IV} = 29,15$ *т*.
Поперечная снла $Q_{IV} = -1,53$ *т*.
Загруженне *1* (рнс. 2.87). Постоянная нагрузка.

Усилня в стойке от действия силы $P_{р.\,кр}$ получаем умножением усилий в стойке от $P_{св}$ (загружение *2*) на коэффицнент

$$K_{12} = \frac{P_{р.\,кр}}{P_{св}} = \frac{10,24}{3,53} = 2,90.$$

Усилия M и Q от действия силы $P_{п.\,б}$ получаем умножением усилий от D_{max} (загружение *4*) на коэффициент

$$K_{14} = \frac{P_{п.\,б}}{D_{max}} = \frac{4,93}{29,15} = 0,169.$$

Усилнями M и Q в стойке от собственного веса надкрановой частн стойки пренебрегаем.

Полные усилия в сечениях стойки от действия постоянной нагрузки находнм как сумму усилий от отдельных воздействнй.

Изгибающие моменты:
$M_I = 0$;
$M_{II} = +0,13 \times 2,90 - 4,90 \times 0,169 = -0,45$ *тм*;
$M_{III} = -0,22 \times 2,90 + 8,22 \times 0,169 = +0,75$ *тм*;
$M_{IV} = +0,11 \times 2,90 - 3,95 \times 0,169 = -0,35$ *тм*.

Продольные силы

$$N_{\text{I}} = 10{,}24\ m;\quad N_{\text{II}} = 10{,}24 + 1{,}41 = 11{,}65\ m;$$
$$N_{\text{III}} = 11{,}65 + 4{,}93 = 16{,}58\ m;\quad N_{\text{IV}} = 16{,}58 + 5{,}51 = 22{,}09\ m.$$

Поперечная сила $Q_{\text{IV}} = +0{,}041 \times 2{,}90 - 1{,}53 \times 0{,}169 = -0{,}14\ m$.

Загружение *7* (рис. 2.88). Крановая нагрузка T действует слева направо.

По табл. 3.94 для $n = 0{,}30$; $\lambda = 0{,}29$; $y_в = 0{,}75H_в$ по интерполяции находим $k_3 = 0{,}648$.

Величину горизонтальной реакции R_B находим по формуле

$$R_B = k_3T = 0{,}648 \times 0{,}89 = 0{,}58\ m.$$

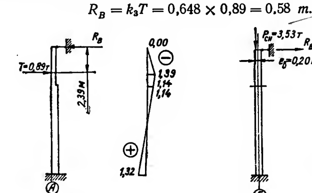


Рис. 2.88. Загружение *7* и эпюра изгибающих моментов.

Рис. 2.89. Загружение *2* и эпюра изгибающих моментов.

Находим усилия в сечениях стойки.

Изгибающие моменты:

$M_I = 0;$

$M_{II} = M_{III} = -0{,}58 \times 3{,}20 + 0{,}89 \times 0{,}81 = -1{,}14\ тм;$

$M_{IV} = -0{,}58 \times 11{,}15 + 0{,}89 \times 8{,}76 = +1{,}32\ тм;$

под точкой приложения силы

$$M = -0{,}58 \times 2{,}39 = -1{,}39\ тм.$$

Продольные силы $N_I = N_{II} = N_{III} = N_{IV} = 0$.

Поперечная сила $Q_{IV} = 0{,}89 - 0{,}58 = +0{,}31\ m$,

При действии силы T справа налево усилия M и Q изменяют только знак.

√ *Стойка по оси Б.* Загружение *2* (рис. 2.89). Снеговая нагрузка на покрытии пролета *АБ*.

По табл. 3.92 для $n = 1{,}00$ и $y_в = 0$ находим

$$k_1 = 1{,}500.$$

Коэффициент $\overline{k}_1$ не определяем, так как $e = 0$. Находим величину горизонтальной реакции по формуле

$$R_B = \frac{P_{сн}k_1e_в}{H} = \frac{3{,}53}{11{,}15} \times 1{,}50\,(-0{,}20) = -0{,}095\ m.$$

Определяем усилия в сечениях стойки.

Изгибающие моменты:

$$M_I = -3{,}53 \times 0{,}20 = -0{,}706 \ \textit{тм};$$
$$M_{II} = M_{III} = -3{,}53 \times 0{,}20 + 0{,}095 \times 3{,}20 = -0{,}40 \ \textit{тм};$$
$$M_{IV} = -3{,}53 \times 0{,}20 + 0{,}095 \times 11{,}15 = +0{,}35 \ \textit{тм}.$$

Продольные силы $N_I = N_{II} = N_{III} = N_{IV} = 3{,}53$ *т*.

Поперечная сила $Q_{IV} = -R_B = +0{,}095$ *т*.

При действии силы $P_{сн} = 3{,}53$ *т* со стороны пролета *БВ* (загружение *3*) усилия *M* и *Q* изменяют только знак, усилия *N* остаются без изменения.

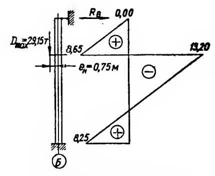


Рис. 2.90. Загружение *5* и эпюра изгибающих моментов.

Рис. 2.91. Загружение *1* и эпюра изгибающих моментов.

Загружение *5* (рис. 2.90). Крановая нагрузка действует со стороны пролета *АБ*.

По табл. 3.93 для $n = 1{,}00$; $\lambda = 0{,}29$; $y_н = 1{,}0\ H_н$ по интерполяции находим

$$k_2 = 1{,}373.$$

Величина горизонтальной реакции

$$R_B = 1{,}373 \frac{29{,}15\,(-0{,}75)}{11{,}15} = -2{,}70 \ \textit{т}.$$

Находим усилия в сечениях стойки.

Изгибающие моменты:

$$M_I = 0;$$
$$M_{II} = 2{,}70 \times 3{,}20 = +8{,}65 \ \textit{тм};$$
$$M_{III} = 2{,}70 \times 3{,}20 - 29{,}15 \times 0{,}75 = -13{,}20 \ \textit{тм}.$$
$$M_{IV} = 2{,}70 \times 11{,}15 - 19{,}15 \times 0{,}75 = +8{,}25 \ \textit{тм}.$$

Продольные силы $N_I = N_{II} = 0$; $N_{III} = N_{IV} = 29{,}15$ *т*.

Поперечная сила $Q_{IV} = 2{,}70$ *т*.

При действии крановой нагрузки $D_{max} = 29{,}15$ *т* со стороны пролета *БВ* (загружение *6*) усилия *M* и *Q* изменяют только знак, усилия *N* остаются без изменений.

Загружение *1* (рис. 2.91). Постоянная нагрузка.

Благодаря симметрии точек приложения сил относительно оси стойки, усилия *M* и *Q* возникают только от разности сил $P_{р.ср}$ и $P_{р.кр}$.

Усилия M и Q от $P_{р.\,ср} - P_{р.\,кр} = 11{,}50 - 10{,}24 = 1{,}26$ m получаем умножением усилий от $P_{сн}$ (загружение 2) на коэффициент

$$K_{12} = \frac{1{,}26}{3{,}53} = -0{,}36.$$

Находим усилия в сечениях стойки.

Изгибающие моменты:

$M_I = -0{,}706\,(-0{,}36) = 0{,}254$ *тм*;

$M_{II} = M_{III} = -0{,}40\,(-0{,}36) = 0{,}144$ *тм*;

$M_{IV} = 0{,}35\,(-0{,}36) = -0{,}126$ *тм*.

Продольные силы:

$N_I = 10{,}24 + 11{,}50 = 21{,}74$ m;

$N_{II} = 21{,}74 + 2{,}11 = 23{,}85$ m;

$N_{III} = 23{,}85 + 2 \times 4{,}93 = 33{,}71$ m;

$N_{IV} = 33{,}71 + 6{,}41 = 40{,}12$ m.

Поперечная сила $Q_{IV} = 0{,}095\,(-0{,}36) = -0{,}034$ m.

Загружение 8 (рис. 2.92). Крановая нагрузка T действует слева направо.

По табл. 3.94 для $n = 1{,}00$; $\lambda = 0{,}29$ $y_в = 0{,}75\,H_в$ по интерполяции находим

$$k_3 = 0{,}679.$$

Величину горизонтальной реакции R_B находим по формуле:

$$R_B = k_3 T = 0{,}679 \times 0{,}89 = 0{,}60 \ m.$$

Рис. 2.92. Загружение 8 и эпюра изгибающих моментов.

Находим усилия в сечениях стойки.

Изгибающие моменты:

$M_I = 0$;

$M_{II} = M_{III} = -0{,}60 \times 3{,}20 + 0{,}89 \times 0{,}81 = -1{,}20$ *тм*;

$M_{IV} = -0{,}60 \times 11{,}15 + 0{,}89 \times 8{,}76 = +1{,}10$ *тм*;

под точкой приложения силы

$$M = -0{,}60 \times 2{,}39 = -1{,}44 \ тм.$$

Продольные силы $N_I = N_{II} = N_{III} = N_{IV} = 0$.

Поперечная сила $Q_{IV} = 0{,}89 - 0{,}60 = +0{,}29$ m.

При действии силы T справа налево усилия M и Q изменяют только знак.

Загружение 9 (рис. 2.93). Ветровая нагрузка действует слева направо.

Определяем горизонтальные реакции R_B в загруженных (крайних) стойках.

По табл. 3.98 для $n = 0{,}30$ и $\lambda = 0{,}29$ по интерполяции находим $k'_7 = 0{,}3606$.

Горизонтальиая реакция R_B в стойке по оси A

$$R_B = kp_{акт}H = 0{,}3606 \times 0{,}17 \times 11{,}15 = 0{,}685\ т.$$

Горизонтальиая реакция R_B в стойке по оси $Г$

$$R_B = kp_{отс}H = 0{,}3606 \times 0{,}13 \times 11{,}15 = 0{,}524\ т.$$

Усилие в дополиительиой связи

$$R = \Sigma R_B + W = 0{,}685 + 0{,}524 + 1{,}11 = 2{,}32\ т.$$

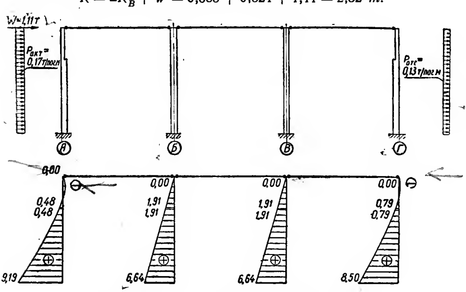


Рис. 2.93. Загружение 9 и эпюра изгибающих моментов.

Распределяем усилие в дополнительной связи между стойками поперечника.

По табл. 3.100 по интерполяции находим: для $n = 0{,}30$; $\lambda = 0{,}29$; $k_о^{кр} = 2{,}837$ (стойки по осям A и $Г$);
для $n = 1{,}00$; $\lambda = 0{,}29$; $k_о^{ср} = 3{,}00$ (стойки по осям $Б$ и $В$).

Горизоитальные силы, приходящиеся на стойки:

по осям A и $Г$ $\quad R_{кр} = -R\dfrac{k_9^{кр}}{\Sigma k_9} = -2{,}32\dfrac{2{,}837}{(2{,}837 + 3{,}00)\,2} = -0{,}563\ т;$

по осям $Б$ и $В$ $\quad R_{ср} = -R\dfrac{k_9^{ср}}{\Sigma k_9} = -2{,}32\dfrac{3{,}00}{(2{,}837 + 3{,}00)\,2} = -0{,}597\ т.$

Определяем усилия в расчетиых сечеииях стоек.

Стойка по оси А. Изгибающие момеиты:

$M_I = 0;$

$M_{II} = M_{III} = (0{,}563 - 0{,}685) \times 3{,}20 + \dfrac{0{,}17 \times 3{,}20^2}{2} = +0{,}48\ тм;$

$M_{IV} = (0{,}563 - 0{,}685) \times 11{,}15 + \dfrac{0{,}17 \times 11{,}15^2}{2} = +9{,}19\ тм.$

Продольиые силы $N_I = N_{II} = N_{III} = N_{IV} = 0.$

Поперечиая сила $Q_{IV} = 0{,}563 - 0{,}685 + 0{,}17 \times 11{,}15 = +1{,}78\ т.$

Стойки по осям Б и В.

Изгибающие моменты:

$M_I \ = 0;$

$M_{II} = M_{III} = 0{,}597 \times 3{,}20 = +1{,}91$ *тм*;

$M_{IV} = 0{,}597 \times 11{,}15 = +6{,}64$ *тм*.

Продольные силы $N_I = N_{II} = N_{III} = N_{IV} = 0.$

Поперечная сила $Q_{IV} = +0{,}597\ m \approx 0{,}6\ m.$

Стойка по оси Г.

$M_I \ = 0;$

$$M_{II} = M_{III} = (0{,}563 - 0{,}524)\,3{,}20 + \frac{0{,}13 \times 3{,}20^2}{2} = +0{,}79 \ \text{тм};$$

$$M_{IV} = (0{,}563 - 0{,}524) \times 11{,}15 + \frac{0{,}13 \times 11{,}15^2}{2} = +8{,}50 \ \text{тм}.$$

Продольные силы $N_I = N_{II} = N_{III} = N_{IV} = 0.$

Поперечная сила $Q_{IV} = 0{,}563 - 0{,}524 + 0{,}13 \times 11{,}15 = +1{,}49\ m.$

При направлении ветра справа налево (загружение *10*) усилия в стойках по осям *А* и *Б* равны с обратным знаком величинам усилий соответственно в стойках по осям *Г* и *В* при действии ветра слева направо (загружение *9*).

Вычисление наибольших возможных расчетных усилий в сечениях стоек по осям *А* и *Б* приведено в табл. 2.25, куда вписаны значения усилий в стойках, полученные из расчета поперечника на все виды нагрузок.

Для расчета оснований фундаментов стоек в табл. 2.25 для сечений *IV* дополнительно приводятся величины нормативных усилий. Эти усилия получаются делением расчетных усилий от отдельных видов нагрузок на соответствующие коэффициенты перегрузки.

Усилия в сечениях стоек определены для основных и дополнительных сочетаний нагрузок.

При определении расчетных усилий от дополнительных сочетаний нагрузок все расчетные усилия от отдельных нагрузок, кроме собственного веса, умножаются на коэффициент 0,9.

Для каждого сочетания нагрузок определены следующие комбинации усилий:

а) наибольший положительный момент M_{max} и соответствующее ему продольное усилие $N_{соотв}$;

б) наибольший отрицательный момент M_{min} и соответствующее ему продольное усилие $N_{соотв}$;

в) наибольшее продольное усилие N_{max} и соответствующий ему момент $M_{соотв}$.

Кроме этого, для каждой комбинации усилий в сечениях *IV* вычисляются еще соответствующие величины поперечных сил.

При определении усилий от сочетаний нагрузок учитываются только реальные их сочетания. Так, во всех сочетаниях учитывается постоянная нагрузка; поперечное торможение кранов учитывается только при одновременном учете их вертикального давления.

Таблица 2.25

Таблица расчетных усилий (в *тм* и *т*)

Правило знаков

+M +N +Q

Положительное направление усилий

Схема сечений

I–I, II–II, III–III, IV–IV; А, Б, В, Г

Наименование стойки	Сечения	Вид усилия	Постоянная нагрузка	Временные нагрузки									Расчетные сочетания усилий					
				снеговая на покрытии пролета		крановая на стойке					ветровая при ветре		основные			дополнительные		
				АБ	БВ	D_{max} по оси А	D_{max} по оси Б в пролете АБ	D_{max} по оси Б в пролете БВ	T по оси А	T по оси Б	слева	справа	M_{max} $N_{соотв}$	M_{min} $N_{соотв}$	N_{max} $M_{соотв}$	M_{max} $N_{соотв}$	M_{min} $N_{соотв}$	N_{max} $M_{соотв}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
Стойка по оси А	I														4;5			
		M	0,00	0,00	—	0,00	—	—	0,00	—	0,00	0,00	—	—	0,00	—	—	—
		N	10,24	3,53	—	0,00	—	—	0,00	—	0,00	0,00	—	—	13,77	—	—	—
	II													4; 7; 10	4; 5; 7; 10	4; 5; 12	4; 7; 10; 13	4; 5; 7; 10; 13
		M	–0,45	+0,13	—	–4,90	—	—	∓1,14	—	+0,48	–0,79	—	–6,49	–6,36	+0,10	–6,60	–6,48
		N	11,65	3,53	—	0,00	—	—	0,00	—	0,00	0,00	—	11,65	15,18	14,83	11,65	14,83
	III												4; 7; 10	—	4; 5; 7; 10	4; 7; 10; 12	4; 5; 13	4; 5; 7; 10; 12
		M	+0,75	–0,22	—	+8,22	—	—	∓1,14	—	+0,48	–0,79	+10,11	—	+9,89	+9,61	–0,16	+9,41
		N	16,58	3,53	—	29,15	—	—	0,00	—	0,00	0,00	45,73	—	49,26	42,82	19,76	45,99

	IV от расчетных нагрузок													4; 7; 10	4; 5; 7; 10	4; 5; 12	4; 7; 10; 13	4; 5; 7; 10; 13
		M	—0,35	+0,11	—	—3,95	—	—	±1,32	—	+9,19	—8,50	—	—5,62	—5,51	+8,02	—12,74	—12,64
		N	22,09	3,53	—	29,15	—	—	0,00	—	0,00	0,00	—	54,24	54,77	25,27	48,33	51,50
		Q	—0,14	+0,04	—	—1,53	—	—	±0,31	—	+1,78	—1,49	—	—1,98	—1,94	+1,50	—3,14	—3,10
	Коэффициент перегрузки		1,10	1,40	—	1,30	—	—	1,30	—	1,20	1,20	—	—	—	—	—	—
	IV от нормативных нагрузок													4; 7; 10	4; 5; 7; 10	4; 5; 12	4; 7; 10; 13	4; 5; 7; 10; 13
		M	—0,32	+0,08	—	—3,04	—	—	±1,02	—	+7,65	—7,10	—	—4,38	—4,30	+7,41	—11,48	—11,40
		N	20,08	2,52	—	22,40	—	—	0,00	—	0,00	0,00	—	42,48	45,00	22,60	42,48	45,00
		Q	—0,13	+0,03	—	—1,18	—	—	±0,24	—	+1,48	—1,24	—	—1,55	—1,52	+1,38	—2,79	—2,76
Стойка по оси Б	I												4; 6	4; 5	4; 5; 6			
		M	+0,25	—0,71	+0,71	—	0,00	0,00	—	0,00	0,00	0,00	+0,96	—0,46	+0,25	—	—	—
		N	21,74	3,53	3,53	—	0,00	0,00	—	0,00	0,00	0,00	25,27	25,27	28,80	—	—	—
	II												4; 6; 8; 11	4; 5; 9; 11	4; 5; 6; 8; 11	4; 6; 8; 11; 12	4; 5; 9; 11; 13	4; 5; 6; 8; 11; 12
		M	+0,14	—0,40	+0,40	—	+8,65	—8,65	—	∓1,20	+1,91	—1,91	+10,39	—10,11	+9,99	+11,08	—10,80	+10,72
		N	23,85	3,53	3,53	—	0,00	0,00	—	0,00	0,00	0,00	27,38	27,38	30,91	27,03	27,03	30,20
	III												4; 6; 9; 11	4; 5; 8; 11	4; 5; 6; 8; 9; 11	4; 6; 9; 11; 12	4; 5; 8; 11; 13	4; 5; 6; 8; 9; 11; 12
		M	+0,14	—0,40	+0,40	—	—13,20	+13,20	—	±1,20	+1,91	—1,91	+14,94	—14,66	+1,34	+15,18	—14,90	+2,94
		N	33,71	3,53	3,53	—	29,15	29,15	—	0,00	0,00	0,00	66,39	66,39	99,07	63,12	63,12	92,53
	IV от расчетных нагрузок												4; 5; 8; 11	4; 6; 9; 11	4; 5; 6; 8; 9; 11	4; 5; 8; 11; 12	4; 6; 9; 11; 13	4; 5; 6; 8; 9; 11; 13
		M	—0,13	+0,35	—0,35	—	+8,25	—8,25	—	±1,10	+6,64	—6,64	+9,57	—9,83	—1,23	+14,58	—14,84	—7,10
		N	40,12	3,53	3,53	—	29,15	29,15	—	0,00	0,00	0,00	72,80	72,80	105,48	69,53	69,53	98,94
		Q	—0,03	+0,10	—0,10	—	+2,70	—2,70	—	±0,29	+0,60	—0,60	+3,06	—3,12	—0,32	+3,29	—3,35	—0,83
	Коэффициент перегрузки		1,10	1,40	1,40	—	1,30	1,30	—	1,30	1,20	1,20	—	—	—	—	—	—
	IV от нормативных нагрузок												4; 5; 8; 11	4; 6; 9; 11	4; 5; 6; 8; 9; 11	4; 5; 8; 11; 12	4; 6; 9; 11; 13	4; 5; 6; 8; 9; 11; 13
		M	—0,12	+0,25	—0,25	—	+6,35	—6,35	—	±0,85	+5,53	—5,53	+7,33	—7,57	—0,97	+12,86	—13,10	—6,50
		N	36,45	2,52	2,52	—	22,40	22,40	—	0,00	0,00	0,00	61,37	61,37	86,29	61,37	61,37	86,29
		Q	—0,03	+0,07	—0,07	—	+2,08	—2,08	—	±0,22	+0,50	—0,50	+2,34	—2,40	—0,25	+2,84	—2,90	—0,75

В табл. 2.25, в столбцах 14—19 записаны только те величины усилий, которые выявляют их новые комбинации.

Подбор сечений арматуры

Продольная арматура стоек принимается из горячекатаных стержней периодического профиля марки Ст. 5; хомуты из круглого проката марки Ст. 3.

Подбор сечения арматуры во внецентренно сжатых стойках производится по формулам в соответствии с указаниями, приведенными на стр. 100—126.

Стойка по оси А. Надкрановая часть стойки.

Определяем необходимые для расчета размеры сечения стойки: $h = 40$ *см*; $b = 40$ *см*; $a = a' = 3{,}5$ *см*; $h_0 = h - a = 40 - 3{,}5 = 36{,}5$ *см*.

Расчетная длина надкрановой части стойки

$$l_0 = 2{,}5H_в = 2{,}5 \times 320 = 800 \text{ см};$$

отношение расчетной длины к высоте сечения стойки

$$\frac{l_0}{h} = \frac{800}{40} = 20 > 10.$$

Следовательно, в расчете необходимо учитывать влияние продольного изгиба.

Подбор сечения арматуры производим по наибольшим расчетным усилиям в сечении *II* (табл. 2.25).

Расчетные комбинации усилий:

$$M = -6{,}60 \text{ тм}, \; N = 11{,}65 \text{ т};$$
$$M = -6{,}36 \text{ тм}, \; N = 15{,}18 \text{ т}.$$

Комбинация усилий с положительным моментом $M = +0{,}10$ *тм* не учитывается ввиду незначительной величины момента.

Определяем сечение сжатой арматуры.

Решающей для сечения сжатой арматуры является вторая комбинация усилий, так как продольная сила в ней больше при примерно равных моментах в обеих комбинациях усилий.

Вычисляем значения η, e_0 и e:

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{400 R_и bhm}\left(\frac{l_0}{h}\right)^2} = \frac{1}{1 - \frac{15\,180}{400 \times 110 \times 40 \times 40 \times 1{,}0} \times 20^2} = 1{,}10;$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{636\,000}{15\,180} = 41{,}9 \text{ см};$$

$$e = e_0\eta + \frac{h}{2} - a = 41{,}9 \times 1{,}10 + \frac{40}{2} - 3{,}5 = 62{,}6 \text{ см}.$$

Сечение сжатой арматуры

$$F'_а = \frac{Ne - 0{,}4\, mbh_0^2 R_и}{mm_а R_а (h_0 - a')} = \frac{15\,180 \times 62{,}6 - 0{,}4 \times 1{,}0 \times 40 \times 36{,}5^2 \times 110}{1{,}0 \times 1{,}0 \times 2400\,(36{,}5 - 3{,}5)} =$$

$$= \frac{951\,000 - 2\,345\,000}{79\,250} < 0.$$

Сжатая арматура по расчету не требуется.

Принимаем сжатую арматуру из 2N16 *мм*, $F'_а = 4{,}02$ *см*² $\left(\mu\% = \right.$ $\left. = \frac{4{,}02}{40 \times 40} 100 = 0{,}25\%\right)$.

Определяем сечение растянутой арматуры. Решающей для сечения растянутой арматуры является первая комбинация усилий, так как продольная сила в ней меньше, при примерно равных моментах в обеих комбинациях усилий.

Вычисляем значения η, e_0 и e

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{11\,650}{400 \times 110 \times 40 \times 40 \times 1{,}0} \times 20^2} = 1{,}07;$$

$$e_0 = \frac{660\,000}{11\,650} = 56{,}6 \text{ см} > 0{,}3\,h_0 \text{ (первый случай)};$$

$$e = 56{,}6 \times 1{,}07 + \frac{40}{2} - 3{,}5 = 77{,}1 \text{ см}.$$

Момент, приходящийся на сжатую зону бетона и площадь растянутой арматуры

$$M_I = Ne - m\,m_а R_а F'_а (h_0 - a') = 11\,650 \times 77{,}1 - 1{,}0 \times 1{,}0 \times 2400 \times$$
$$\times 4{,}02\,(36{,}5 - 3{,}5) = 580\,500 \text{ кгсм}.$$

Сечение арматуры $F_{аI}$, соответствующее моменту M_I, определяем по табл. 1.34.

$$A_{0I} = \frac{M_I}{mbh_0^2 R_и} = \frac{580\,500}{1{,}0 \times 40 \times 36{,}5^2 \times 110} = 0{,}095.$$

По табл. 1.34 для $A_{0I} = 0{,}099$ находим $\gamma_{0I} = 0{,}948.$

Так как $\gamma_{0I} = 0{,}948 > \frac{h_0 - a'}{h_0} = \frac{36{,}5 - 3{,}5}{36{,}5} = 0{,}905$, то сечение $F_{аI}$ определяем по формуле

$$F_{аI} = \frac{M_I}{m\,(h_0 - a')\,m_а R_а} = \frac{580\,500}{1{,}0 \times (36{,}5 - 3{,}5) \times 1{,}0 \times 2400} = 7{,}34 \text{ см}^2.$$

Полное сечение растянутой арматуры

$$F_а = F_{аI} + F'_а - \frac{N}{m \cdot m_а R_а} = 7{,}34 + 4{,}02 - \frac{11\,620}{1{,}0 \times 1{,}0 \times 2400} = 6{,}52 \text{ см}^2.$$

Принимаем: 2N20, $F_а = 7{,}28$ *см*².

Подкрановая часть стойки. Определяем необходимые для расчета размеры сечения стойки:

$$h = 60 \text{ см};\; b = 40 \text{ см};\; a = a' = 3{,}5 \text{ см};\; h_0 = 60 - 3{,}5 = 56{,}5 \text{ см}.$$

Расчетная длина подкрановой части стойки

$$l_0 = H_н = 795 \text{ см},$$

Отношение расчетной длины к высоте сечения стойки

$$\frac{l_0}{h} = \frac{795}{60} = 13{,}25 > 10.$$

Следовательно, в расчете необходимо учитывать влияние продольного изгиба.

Расчет сечения арматуры в подкрановой части стойки для оценки принятых размеров сечения целесообразно начать с расчета по наибольшим (по абсолютной величине) усилиям, действующим по высоте этой части стойки. Из сопоставления всех комбинаций усилий в сечениях *III* и *IV* выбираем усилия в сечении *IV*:

$$M = -12{,}64 \ \text{тм},$$
$$N = 51{,}50 \ \text{т}.$$

Определяем сечение сжатой арматуры.

Вычисляем значения η, e_0 и e:

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{51\,500}{400 \times 110 \times 40 \times 60 \times 1{,}0} \times 13{,}25^2} = 1{,}09;$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{1\,264\,000}{51\,500} = 24{,}5 \ \text{см} > 0{,}3\,h_0 \ \text{(первый случай)};$$

$$e = 24{,}5 \times 1{,}09 + \frac{60}{2} - 3{,}5 = 53{,}2 \ \text{см}.$$

Сечение сжатой арматуры

$$F'_a = \frac{51\,500 \times 53{,}2 - 0{,}4 \times 1{,}0 \times 40 \times 56{,}5^2 \times 110}{1{,}0 \times 1{,}0 \times 2400\,(56{,}5 - 3{,}5)} = \frac{2\,740\,000 - 5\,610\,000}{127\,100} < 0.$$

Сжатая арматура по расчету не требуется.

Поскольку в формуле, для определения F'_a, второй член в числителе намного превосходит первый, то это дает основание полагать, что и при другой комбинации усилий, действующих на стойку, сжатой арматуры по расчету не потребуется.

Принимаем сжатую арматуру из 2N18

$$F'_a = 5{,}09 \ \text{см}^2 \left(\mu\% = \frac{5{,}09}{60 \times 40} 100 = 0{,}21\%\right).$$

Определяем сечение растянутой арматуры

$$M_I = 51\,500 \times 53{,}2 - 1{,}0 \times 1{,}0 \times 2400 \times 5{,}09\,(56{,}5 - 3{,}5) =$$
$$= 2\,092\,000 \ \text{кгсм};$$

$$A_{0I} = \frac{2\,092\,000}{1{,}0 \times 40 \times 56{,}5^2 \times 110} = 0{,}149.$$

По табл. 1.34 для $A_{0I} = 0{,}149$ находим

$$\gamma_{0I} = 0{,}919 < \frac{h_0 - a'}{h_0} = \frac{56{,}5 - 3{,}5}{56{,}5} = 0{,}938.$$

Сечение арматуры F_{aI} определяем по формуле

$$F_{aI} = \frac{M_I}{m\gamma_0 h_0 m_a R_a} = \frac{2\,092\,000}{1{,}0 \times 0{,}938 \times 56{,}5 \times 1{,}0 \times 2400} = 16{,}45 \ \text{см}^2.$$

Полное сечение растянутой арматуры

$$F_a = 16{,}45 + 5{,}09 - \frac{51\,500}{1{,}0 \times 1{,}0 \times 2400} = 0{,}10 \ \text{см}^2.$$

Из условия унификации диаметров стержней с арматурой надкрановой части принимаем растянутую арматуру, а также и сжатую из 2N20.

Необходимость в расчете растянутой арматуры по другим комбинациям усилий отпадает.

Хомуты в стойке по оси A принимаем диаметром 6 *мм*, шаг хомутов $a_x = 25$ *см*.

Расчет сечений арматуры в стойке по оси $Б$ выполняется аналогично и поэтому в примере не приводится.

Расчет подкрановых консолей

Подкрановые консоли рассчитываем на поперечный изгиб, на расчетные нагрузки от веса подкрановых балок $P_{п.б} = 4{,}93$ *т* и от давления кранов $D_{max} = 29{,}15$ *т*.

Подкрановая консоль стойки по оси A (рис. 2.82).

Размеры сечения *1—1* (в корне консоли):

$$h = 40 + 40 = 80 \text{ см}; \; h_0 = 80 - 4 = 76 \text{ см}; \; b = 40 \text{ см}.$$

Размеры сечения *2—2* (по оси подкрановой балки):

$$h = 40 + (40 + 60 - 75) = 65 \text{ см}; \; h_0 = 65 - 4 = 61 \text{ см}; \; b = 40 \text{ см}.$$

Определяем расчетные усилия.

Изгибающий момент в сечении *1—1*

$$M = (4{,}93 + 29{,}15) \times (0{,}75 - 0{,}60) = 5{,}11 \text{ тм};$$

поперечная сила в сечении *2—2*

$$Q = 4{,}93 + 29{,}15 = 34{,}08 \text{ т}.$$

Проверяем достаточность принятых размеров консоли по условию (1.118), для сечения *2—2*

$$\frac{m}{6} R_и b h_0 = \frac{1{,}0}{6} 110 \times 40 \times 60 = 44\,000 > Q = 34\,080 \text{ кг}.$$

Принятые размеры консоли достаточны.

Определяем сечение продольной арматуры в сечении *1—1*.

Расчет производим по табл. 1.34

$$A_0 = \frac{M}{m b h_0^2 R_и} = \frac{511\,000}{1{,}0 \times 40 \times 76^2 \times 110} = 0{,}020.$$

При $A_0 = 0{,}047$ находим $\gamma = 0{,}990$.

Площадь сечения арматуры

$$F_a = \frac{M}{m \gamma_0 h_0 m_a R_a} = \frac{511\,000}{1{,}0 \times 0{,}990 \times 76 \times 1{,}0 \times 2400} = 2{,}83 \text{ см}^2;$$

принимаем 3N16, $F_a = 6{,}03$ *см*².

Расчет отогнутой арматуры

Проверяем условие (1.117) для сечения *2—2*

$$m R_p b h_0 = 1{,}0 \times 7{,}2 \times 40 \times 61 = 17\,570 < Q = 34\,080 \text{ кг}.$$

Так как условие (1.117) не удовлетворено, вся поперечная сила должна быть воспринята отогнутой арматурой.

Сечение отогнутой (под углом $\alpha = 45°$ к горизонтали) арматуры определяем по формуле

$$F_0 = \frac{Q}{2 m m_и m_a R_a \sin\alpha} = \frac{34\,080}{2 \times 1{,}0 \times 0{,}8 \times 1{,}0 \times 2400 \times 0{,}707} = 12{,}55 \text{ см}^2;$$

принимаем 4N20, $F_0 = 12{,}56$ *см*².

В пределах высоты консолей ставим горизонтальные хомуты диаметром 8 *мм* через 150 *мм*.

Расчет подкрановой консоли стойки по оси *Б* производится аналогично и поэтому не приводится.

Армирование крайних и средних стоек поперечника показано на рис. 2.94.

РАСЧЕТ ФУНДАМЕНТОВ

Расчет фундаментов производится в соответствии с пояснениями, приведенными на стр. 240—254.

Благодаря симметрии фундаментов относительно геометрической оси подкрановой части стойки в расчете достаточно учесть только две возможных комбинации усилий, действующих на фундаменты:

1. Наибольший по абсолютной величине момент M_{max} относительно оси, проходящей через центр тяжести подошвы фундамента, и соответствующие ему продольную силу $N_{соотв}$ и поперечную силу $Q_{соотв}$.

2. Наибольшую продольную силу N_{max} и соответствующие ей момент $M_{соотв}$ и поперечную силу $Q_{соотв}$.

При этом в расчете следует учесть два сочетания нагрузок (основное и дополнительное), так как нормами проектирования естественных оснований зданий и промышленных сооружений (Н и ТУ 127—55) устанавливаются различные величины расчетных сопротивлений оснований в зависимости от вида сочетания нагрузок.

Величины наибольших усилий от нормативных и расчетных нагрузок, передаваемых стойками в уровне верха фундаментов, подсчитаны в расчете стоек поперечника и приведены в табл. 2.25.

Фундамент под стойку по оси А

Определение усилий, действующих на основание

Расчетная схема усилий, действующих на основание, показана на рис. 2.95. Величины усилий M_{IV}, N_{IV} и Q_{IV}, передаваемых стойкой фундаменту при различных комбинациях нагрузок, берем из табл. 2.25.

Нормативная нагрузка от веса стены $G^{н}_{ст}$:

вес кладки ($\gamma = 1{,}70$ *т/м³*) $[(11{,}50 + 0{,}05)\,6{,}00 - (4{,}87 + 1{,}48)\,2{,}88] \times 0{,}38 \times 1{,}70 = 33{,}00$ *т*;

вес заполнения оконных проемов (0,05 *т/м²*) $(4{,}87 + 1{,}48)\,2{,}88 \times 0{,}05 = 0{,}92$ *т*;

вес фундаментных балок $(0{,}40 + 0{,}30)\,0{,}5 \times 0{,}45 \times 6{,}00 \times 2{,}50 = 2{,}36$ *т*;

Итого: $G^{н}_{ст} = 36{,}28$ *т*.

Расчетная нагрузка от веса стены

$$G_{ст} = 36{,}28 \times 1{,}1 = 39{,}91 \text{ т}.$$

Расстояние от оси стены до оси фундамента

$$e_{ст} = \left(\frac{0{,}60}{2} + \frac{0{,}38}{2}\right) = 0{,}49 \text{ м}.$$

Моменты от веса стены относительно оси фундамента:

нормативный

$$G^{н}_{ст} e_{ст} = -36{,}28 \times 0{,}49 = -17{,}78 \text{ тм};$$

расчетный

$$G_{ст}e_{ст} = -39{,}91 \times 0{,}49 = -19{,}55 \ тм.$$

Суммарные усилия, действующие относительно оси симметрии подошвы фундамента, определяем по формулам:

$$M = M_{IV} + Q_{IV} H_ф + G_{ст}e_{ст};$$
$$N = N_{IV} + G_{ст}.$$

Вычисление усилий по приведенным формулам от наиболее невыгодных комбинаций нагрузок приведены в табл. 2.26.

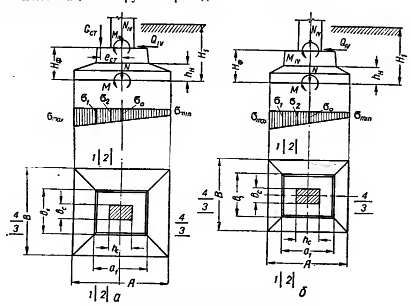


Рис. 2.95. Расчетные схемы фундаментов.
а — под стойку по оси *А*; *б* — под стойку по оси *Б*.

Расчет основания

Для предварительного назначения размеров подошвы фундамента, учитывая относительно большие значения моментов, действующих на основание, руководствуемся следующими соображениями.

Для фундаментов стоек, несущих крановую нагрузку, нежелателен отрыв подошвы фундамента от основания, и, следовательно, продольная сила $N^н$ не должна выходить за пределы ядра сечения. Отсюда длина фундамента может быть определена по формуле

$$A \geqslant 6e_{max}.$$

Площадь подошвы фундамента с учетом допускаемого увеличения краевого давления на грунт может быть определена по формуле

$$F_ф = \frac{2N^н}{1{,}2R}.$$

По усилиям для комбинации нагрузок *3* (табл. 2.26), используя приведенные формулы, находим:

$$A \geqslant 6 \times 0{,}40 = 2{,}40 \ м,$$
$$F_ф = \frac{2 \times 79{,}16}{1{,}2 \times 25} = 5{,}28 \ м^2.$$

Таблица 2.26

Определение усилий, действующих на фундамент стойки по оси *А* (в *тм* и *т*)

Сочетания нагрузок		Комбинации нагрузок	Усилия от стойки				Усилия от стены		Усилия на уровне подошвы фундамента		
			M_{IV}	N_{IV}	Q_{IV}	$Q_{IV}H_ф$	$G_{ст}$	$G_{ст}e_{ст}$	M	N	Эксцентриситет $e=\frac{M}{N}$ (в *м*)
Нормативные нагрузки	Основное	1	— 4,38	42,48	— 1,55	— 1,24	36,28	—17,78	—23,40	78,76	0,30
		2	— 4,30	45,00	— 1,52	— 1,22			—23,30	81,28	0,29
	Дополнительное	3	—11,48	42,48	— 2,79	— 2,24			—31,50	79,16	0,40
		4	—11,40	45,00	— 2,76	— 2,21			—31,39	81,28	0,39
Расчетные нагрузки	Дополнительное	5	—12,74	48,33	— 3,14	— 2,51	39,91	—19,55	—34,80	88,24	0,39
		6	—12,64	51,50	— 3,10	— 2,48			—34,67	91,41	0,38

Отметим, что при определении предварительных размеров подошвы фундамента не учтены вес фундамента и грунта на его обрезах, а также действительное расчетное сопротивление грунта с учетом ширины фундамента.

На основании полученых данных принимаем унифицированные размеры:

$$A = 2,50\ м;\quad B = 2,30\ м;\quad F_ф = 2,5 \times 2,3 = 5,75\ м^2.$$

Проверяем напряжения в основании по формуле

$$\sigma^н = \gamma^н_{ср} H_1 + \frac{N^н}{F} \pm \frac{M^н}{W}.$$

Средний объемный вес фундамента и грунта на нем принимаем

$$\gamma^н_{ср} = 2,0\ т/м^3.$$

Расстояние от подошвы фундамента до уровня чистого пола $H_1 = 1,75$ *м*.

Момент сопротивления подошвы фундамента

$$W = \frac{2,30 \times 2,50^2}{6} = 2,39\ м^3.$$

Расчетное сопротивление грунта при действии основных сочетаний нагрузок с учетом фактической ширины фундамента

$$R = 2,5\left(1 + 0,2\,\frac{2,3 - 1,0}{5,0 - 1,0}\right) = 2,66\ кг/см^2 = 26,6\ т/м^2.$$

Напряжения в группе при основных сочетаниях нагрузок

Комбинация нагрузок *1* (табл. 2.26)

$$\sigma^{н} = 2{,}0 \times 1{,}75 + \frac{78{,}76}{5{,}75} \pm \frac{23{,}40}{2{,}39} = 3{,}50 + 13{,}70 \pm 9{,}80;$$

$$\sigma^{н}_{max} = 27{,}00 \ т/м^2 < 1{,}2R = 1{,}2 \times 26{,}60 = 31{,}90 \ т/м^2;$$

$$\sigma^{н}_{min} = 7{,}40 \ т/м^2 > 0.$$

Комбинация нагрузок *2* (табл. 2.26)

$$\sigma^{н} = 2{,}0 \times 1{,}75 + \frac{81{,}28}{5{,}75} \pm \frac{23{,}30}{2{,}39} = 3{,}50 + 14{,}13 \pm 9{,}75;$$

$$\sigma^{н}_{max} = 27{,}38 \ т/м^2 < 31{,}9 \ т/м^2;$$

$$\sigma^{н}_{min} = 7{,}88 \ т/м^2 > 0.$$

Напряжения в группе при дополнительных сочетаниях нагрузок

Комбинация нагрузок *3* (табл. 2.26)

$$\sigma^{н} = 2{,}0 \times 1{,}75 + \frac{79{,}16}{5{,}75} \pm \frac{31{,}50}{2{,}39} = 3{,}50 + 13{,}77 \pm 13{,}18;$$

$$\sigma^{н}_{max} = 30{,}45 \ т/м^2 < 31{,}9 \ т/м^2;$$

$$\sigma^{н}_{min} = 4{,}09 \ т/м^2 > 0.$$

Комбинация нагрузок *4* (табл. 2.26)

$$\sigma^{н} = 2{,}0 \times 1{,}75 + \frac{81{,}28}{5{,}75} \pm \frac{31{,}39}{2{,}39} = 3{,}50 + 14{,}13 \pm 13{,}13;$$

$$\sigma^{н}_{max} = 30{,}76 \ т/м^2 < 31{,}9 \ т/м^2;$$

$$\sigma^{н}_{min} = 4{,}50 \ т/м^2 > 0.$$

Как показывает проверка напряжений в основании, принятые размеры подошвы достаточны.

Расчет тела фундамента

Форма и размеры принятого фундамента показаны на рис. 2.96:

$A = 250$ *см*; $a_1 = 140$ *см*; $h_c = 60$ *см*;
$B = 230$ *см*; $b_1 = 120$ *см*; $b_c = 40$ *см*;
$H_ф = 80$ *см*; $H_0 = 75$ *см*;
$h_н = 40$ *см*; $h_{он} = 35$ *см*.

Проверяем достаточность принятой высоты фундамента по условной формуле

$$H_ф = \frac{N_I}{2(b_c + h_c)R_{ср}} = \frac{51\,500}{2(40 + 60)\,11{,}2} = 23{,}0 \ см.$$

Принятая высота фундамента $H_{ср} = 80$ *см* больше минимальной.

Определяем напряжения в грунте при дополнительном сочетании расчетных нагрузок, без учета веса фундамента и грунта на нем.

Комбинация нагрузок *5* (табл. 2.26)

$$\sigma_{max} = \frac{N}{F} + \frac{M}{W} = \frac{88{,}24}{5{,}75} + \frac{34{,}80}{2{,}39} = 15{,}35 + 14{,}55 = 29{,}90 \ т/м^2.$$

Комбинация нагрузок *6* (табл. 2.26)

$$\sigma_{max} = \frac{91{,}41}{5{,}75} + \frac{34{,}67}{2{,}39} = 15{,}90 + 14{,}50 = 30{,}40 \ т/м^2.$$

Как показывают полученные результаты, в расчете следует учитывать напряжения в грунте, вызываемые комбинациями нагрузок *б*.

Напряжения в грунте в сечениях *1—1*, *2—2* (рис. 2.95) и по оси фундамента при комбинациях нагрузок *б*

$$\sigma_1 = \frac{N}{F} + \frac{M}{W} \cdot \frac{a_1}{A} = 15{,}90 + 14{,}50\frac{1{,}40}{2{,}50} = 24{,}02 \ m/м^2;$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{F} + \frac{M}{W} \cdot \frac{h_c}{A} = 15{,}90 + 14{,}50\frac{0{,}60}{2{,}50} = 19{,}38 \ m/м^2;$$

$$\sigma_0 = \frac{N}{R} = 15{,}90 \ m/м^2.$$

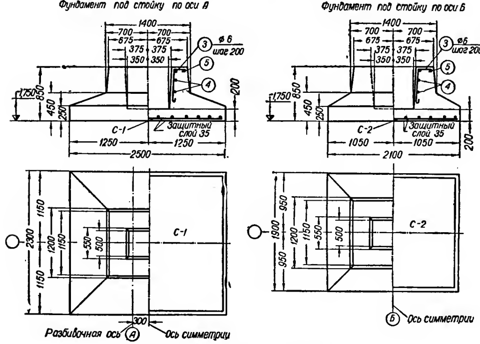


Рис. 2.96. Конструкция фундаментов под стойки по осям *А* и *Б*.

Проверяем достаточность принятой высоты нижней ступени в сечении *1—1* (рис. 2.95)

$$h_{он} = \frac{(\sigma_{max} + \sigma_1)(A - a_1)}{4R_p} = \frac{(30{,}40 + 24{,}02)(2{,}50 - 1{,}40)}{4 \times 58{,}0} = 25{,}8 \ см < 35{,}0 \ см.$$

Принятая высота нижней ступени достаточна.

Определяем площади сечений арматур сетки нижней плиты фундамента.

Арматура, укладываемая вдоль большей стороны подошвы фундамента.

Изгибающий момент в сечении *1—1*

$$M_1 = \frac{1}{24}\frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2}(A - a_1)^2 (2B + b_1) =$$

$$= \frac{1}{24} \times \frac{30{,}40 + 24{,}02}{2}(2{,}50 - 1{,}40)^2 (2 \times 2{,}30 + 1{,}20) = 7{,}96 \ тм.$$

Спецификация арматуры											
На один каркас										На один элемент	
Марка элемента	Марка каркаса	№ позиции	Эскиз	Φ (в мм)	l (в мм)	n (в шт)	nl (в м)	Вес (в кг) поз.	Вес (в кг) каркаса	Количество каркасов	Вес (в кг)
Фундамент под стойку по оси А	С-1	1	25; 11×200; 25; 25; 12×200; 25; ①; ②	12	2450	12	29,40	26,10	44,20	1	44,20
		2		10	2250	13	29,30	18,10			
	Отдельные стержни	3	270 550 ③	6	900	1	0,90	0,20	0,20	14	2,80
		4	600 870 1480 ④	6	2950	1	2,95	0,65	0,65	3	1,95
		5	Общая длина ⑤	6	–	–	5,20	1,15	1,15	1	1,15
Фундамент под стойку по оси Б	С-2	6	25; 9×200; 25; 25; 10×200; 25; ⑥; ⑦	10	2050	10	20,50	12,65	25,20	1	25,20
		7		10	1850	11	20,40	12,55			
	Отдельные стержни	3	См. выше	6	900	1	0,90	0,20	0,20	14	2,80
		4	См. выше	6	2950	1	2,95	0,65	0,65	3	1,95
		5	См выше	6	–	–	5,20	1,15	1,15	1	1,15

Расход материалов								
Марка элемента	Марка бетона	Расход металла на 1 м³ бетона	Выборка арматуры. Сталь горячекатанная круглая марки Ст. 3			На 1 элемент		Вес элемента (в кг)
			Φ12	Φ10	Φ6	бетона (в м³)	металла (в кг)	
Фундамент под стойку по оси А	150	19	26,10	18,10	5,90	2,70	50,10	6750
Фундамент под стойку по оси Б	150	16	–	25,20	5,90	2,00	31,10	5000

Спецификация арматуры фундаментов под стойки (к рис. 2.96)

Необходимая площадь арматуры в сечении *1—1*

$$F_{a1} = \frac{M_1}{m m_a R_a 0{,}9 h_{он}} = \frac{796\,000}{1{,}0 \times 1{,}0 \times 2100 \times 0{,}9 \times 35} = 12{,}02 \ см^2.$$

Изгибающий момент в сечении *2—2* (рис. 2.95)

$$M_2 = \frac{1}{24}\,\frac{\sigma_{max} + \sigma_2}{2}\,(A - h_c)^2\,(2B + b_c) - G_{ст}\left(e_{ст} - \frac{h_c}{2}\right) =$$

$$= \frac{1}{24}\,\frac{30{,}40 + 19{,}38}{2}\,(2{,}50 - 0{,}60)^2\,(2 \times 2{,}30 + 0{,}40) -$$

$$- 39{,}91\left(0{,}49 - \frac{0{,}60}{2}\right) = 18{,}70 - 7{,}60 = 11{,}10 \ тм.$$

Необходимая площадь арматуры в сечении *2—2*

$$F_{a2}=\frac{1\,110\,000}{1{,}0\times1{,}0\times2100\times0{,}9\times75}=4{,}83\ см^2<F_{a1}=12{,}02\ см^2;$$

принимаем: $12\varnothing12$ *мм*, $F_a=13{,}57$ *см²*.

Арматура, укладываемая вдоль меньшей стороны подошвы фундамента. Изгибающий момент в сечении *3—3*

$$M_3=\frac{1}{24}\sigma_0(B-b_1)^2(2A+a_1)=$$

$$=\frac{1}{24}15{,}90\,(2{,}3-1{,}2)^2(2\times2{,}50+1{,}40)=5{,}13\ тм.$$

Необходимая площадь арматуры в сечении *3—3*

$$F_{a3}=\frac{513\,000}{1{,}0\times1{,}0\times2100\times0{,}9\times35}=7{,}80\ см^2.$$

Изгибающий момент в сечении *4—4*

$$M_4=\frac{1}{24}\sigma_0(B-b_c)^2(2A+h_c)=$$

$$=\frac{1}{24}15{,}90\,(2{,}3-0{,}4)^2(2\times2{,}50+0{,}60)=13{,}39\ тм.$$

Необходимая площадь арматуры в сечении *4—4*

$$F_{a4}=\frac{1\,339\,000}{1{,}0\times1{,}0\times2100\times0{,}9\times75}=9{,}44\ см^2>F_{a3}=7{,}80\ см^2;$$

принимаем: $13\varnothing10$ *мм*, $F_a=10{,}21$ *см²*.

Фундамент под стойку по оси Б

Определение усилий, действующих на основание

Расчетная схема усилий, действующих на основание, показана на рис. 2.96. Величины усилий M_{IV}, N_{IV} и Q_{IV}, передаваемых стойкой фундаменту при различных комбинациях нагрузок, берем из таблицы 2.25.

Усилия, действующие по оси подошвы фундамента, определяем по формулам:

$$M=M_{IV}+Q_{IV}\times H_ф,$$
$$N=N_{IV}.$$

Вычисление усилий по приведенным формулам от наиболее невыгодных комбинаций приведено в табл. 2.27.

Расчет основания

Для предварительного назначения размеров фундамента определяем ориентировочно длину и площадь подошвы фундамента по комбинации нагрузок *3* (табл. 2.27):

$$A\geqslant6e_{max}=6\times0{,}25=1{,}50\ м;$$

$$F_ф=\frac{2N^н}{1{,}2R}=\frac{2\times61{,}37}{1{,}2\times25}=4{,}10\ м^2;$$

$$A=2{,}10\ м;\quad B=1{,}90\ м;\quad F_ф=3{,}99\ м^2.$$

Проверяем напряжения в основании.

Средний объемный вес фундамента и грунта на нем принимаем $\gamma^{н}_{ср} = 2{,}0$ *т/м³*.

Таблица 2.27

Определение усилий, действующих на фундамент стойки по оси Б
(в *тм* и *т*)

Сочетания нагрузок		Комбинация нагрузок	Усилия от стойки				Усилия на уровне подошвы фундамента		
			M_{IV}	N_{IV}	Q_{IV}	$Q_{IV}H_ф$	M	N	Эксцентриситет $e=\frac{M}{N}$ (в *м*)
Нормативные нагрузки	Основное	1	−7,57	61,37	−2,40	−1,92	−9,49	61,37	0,15
		2	−0,97	86,29	−0,25	−0,20	−1,17	86,29	0,01
	Дополнительное	3	−13,10	61,37	−2,90	−2,32	−15,42	61,37	0,25
		4	−6,50	86,29	−0,75	−0,60	−7,10	86,29	0,08
Расчетные нагрузки	Дополнительное	5	−14,84	69,53	−3,35	−2,68	−17,52	69,53	0,25
		6	−7,10	98,94	−0,83	−0,66	−7,76	98,94	0,08

Расстояние от подошвы фундамента до уровня чистого пола $H_1 = 1{,}75$ *м*.

Момент сопротивления подошвы фундамента

$$W = \frac{1{,}90 \times 2{,}10^2}{6} \doteq 1{,}40 \text{ м}^3.$$

Расчетное сопротивление грунта при действии основных сочетаний нагрузок с учетом фактической ширины фундамента

$$R = 2{,}5\left(1 + 0{,}2\,\frac{1{,}9-1{,}0}{5{,}0-1{,}0}\right) = 2{,}61 \text{ кг/см}^2 = 26{,}1 \text{ т/м}^2.$$

Напряжения в грунте при основных сочетаниях нагрузок

Комбинация нагрузок *1* (табл. 2.27):

$$\sigma^{н} = 2{,}0 \times 1{,}75 + \frac{61{,}37}{3{,}99} \pm \frac{9{,}49}{1{,}40} = 3{,}50 + 15{,}37 \pm 6{,}78;$$

$$\sigma^{н}_{max} = 25{,}55 \text{ т/м}^2 < 1{,}2 \times 26{,}10 = 31{,}60 \text{ т/м}^2;$$

$$\sigma^{н}_{min} = 11{,}09 \text{ т/м}^2 > 0.$$

Комбинация нагрузок *2*

$$\sigma^{н} = 2{,}0 \times 1{,}75 + \frac{86{,}29}{3{,}99} \pm \frac{1{,}17}{1{,}40} = 3{,}50 + 21{,}37 \pm 0{,}84;$$

$$\sigma^{н}_{max} = 25{,}71 \text{ т/м}^2 < 31{,}60 \text{ т/м}^2;$$

$$\sigma^{н}_{min} = 24{,}03 \text{ т/м}^2 > 0.$$

Напряжения в грунте при дополнительных сочетаниях нагрузок

Комбинация нагрузок *3*

$$\sigma^{н} = 2{,}0 \times 1{,}75 + \frac{61{,}37}{3{,}99} \pm \frac{15{,}42}{1{,}40} = 3{,}50 + 15{,}37 \pm 11{,}14;$$

$$\sigma^{н}_{max} = 30{,}01 \ т/м^2 < 31{,}60 \ т/м^2;$$

$$\sigma^{н}_{min} = 7{,}73 \ т/м^2 > 0.$$

Комбинация нагрузок *4*

$$\sigma^{н} = 2{,}0 \times 1{,}75 + \frac{86{,}29}{3{,}99} \pm \frac{7{,}10}{1{,}40} = 3{,}50 + 21{,}37 \pm 5{,}07;$$

$$\sigma^{н}_{max} = 29{,}94 \ т/м^2 < 31{,}60 \ т/м^2;$$

$$\sigma^{н}_{min} = 19{,}80 \ т/м^2 > 0.$$

Как показывает проверка напряжений в основании, принятые размеры подошвы достаточны.

Расчет тела фундамента

Форма и размеры принятого фундамента показаны на рис. 2.96.

$A = 210$ *см*; $a_1 = 140$ *см*; $h_c = 60$ *см*;
$B = 190$ *см*; $b_1 = 120$ *см*; $b_c = 40$ *см*;
$H_ф = 80$ *см*; $H_0 = 75$ *см*;
$h_н = 40$ *см*; $h_{он} = 35$ *см*;

Общая высота фундамента и нижней ступени такие же, как и фундамента стойки по оси *А*. Проверка достаточности указанных высот производится аналогично расчету фундамента под стойку по оси *А*.

Определяем площади сечений арматур сетки нижней плиты фундамента.

Напряжения в грунте при дополнительном сочетании расчетных нагрузок, без учета веса фундамента и грунта на нем проверяем при комбинациях *5* и *6*.

Комбинация нагрузок *5*

$$\sigma_{max} = \frac{69{,}53}{3{,}99} + \frac{17{,}52}{1{,}40} = 16{,}42 + 12{,}51 = 28{,}93 \ т/м^2.$$

Комбинация нагрузок *6*

$$\sigma_{max} = \frac{98{,}84}{3{,}99} + \frac{7{,}76}{1{,}40} = 24{,}75 + 5{,}54 = 30{,}29 \ т/м^2.$$

Как показывают полученные результаты, в расчете следует учитывать напряжения в грунте, вызываемые комбинацией нагрузок *6*.

Напряжения в грунте в сечениях *1—1*, *2—2* и по оси фундамента при комбинации нагрузок *6*:

$$\sigma_1 = 24{,}75 + 5{,}54 \frac{1{,}4}{2{,}1} = 28{,}45 \ т/м^2;$$

$$\sigma_2 = 24{,}75 + 5{,}54 \frac{0{,}6}{2{,}1} = 26{,}33 \ т/м^2;$$

$$\sigma_0 = 24{,}75 \ т/м^2.$$

Подбор сечеиий арматуры

Арматура, укладываемая вдоль большей стороны подошвы фундамеита.

Изгибающий момент в сечеиии *1—1*

$$M_1 = \frac{1}{24}\,\frac{30{,}29 + 28{,}45}{2}(2{,}10 - 1{,}40)^2\,(2 \times 1{,}90 + 1{,}20) = 3{,}00 \text{ } тм.$$

Необходимая площадь арматуры в сечеиии *1—1*

$$F_{a1} = \frac{300\,000}{1{,}0 \times 1{,}0 \times 2100 \times 0{,}9 \times 35} = 4{,}53 \text{ } см^2.$$

Изгибающий момент в сечеиии *2—2*

$$M_2 = \frac{1}{24}\,\frac{30{,}29 + 26{,}33}{2}\,(2{,}10 - 0{,}60)^2\,(2 \times 1{,}90 + 0{,}40) = 11{,}15 \text{ } тм.$$

Необходимая площадь арматуры в сечеиии *2—2*

$$F_{a2} = \frac{1\,115\,000}{1{,}0 \times 1{,}0 \times 2100 \times 0{,}9 \times 75} = 7{,}86 \text{ } см^2 > F_{a1} = 4{,}53 \text{ } см^2;$$

принимаем: 10 ∅ 10 *мм*, $F_a = 7{,}85$ *см*².

Арматура, укладываемая вдоль меньшей стороиы подошвы фуидамеита.

Изгибающий момент в сечении *3—3*

$$M_3 = \frac{1}{24} \times 24{,}75(1{,}90 - 1{,}20)^2\,(2 \times 2{,}10 + 1{,}40) = 2{,}83 \text{ } тм.$$

Необходимая площадь арматуры в сечеини *3—3*

$$F_{a3} = \frac{283\,000}{1{,}0 \times 1{,}0 \times 2100 \times 0{,}9 \times 35} = 4{,}28 \text{ } см^2.$$

Изгибающий момент в сечеиии *4—4*

$$M_4 = \frac{1}{24} 24{,}75\,(1{,}90 - 0{,}40)^2\,(2 \times 2{,}10 + 0{,}60) = 11{,}14 \text{ } тм.$$

Необходимая площадь арматуры в сечении *4—4*

$$F_{a4} = \frac{1\,114\,000}{1{,}0 \times 1{,}0 \times 2100 \times 0{,}9 \times 75} = 7{,}85 \text{ } см^2 > F_{a_3} = 4{,}28 \text{ } см^2;$$

принимаем: 11 ∅ 10 *мм*, $F_a = 8{,}63$ *см*².

Армироваиие фуидамеитов показаио на рис. 2. 96.

Отметим, что последиие инструктивиые материалы рекомеидуют глубину стакана прииимать иа 50 *мм* больше необходимой глубииы заделки колоииы с целью возможиости устройства подливки и компенсации иеточиостей в устаиовке сборного фуидамеита.

Фуидамеиты армируем широкими сварiыми сетками.

XIII. ОДНОЭТАЖНЫЙ ОДНОПРОЛЕТНЫЙ ПОПЕРЕЧНИК ПРОМЫШЛЕННОГО ЗДАНИЯ В СБОРНОМ ЖЕЛЕЗОБЕТОНЕ

ДАННЫЕ ДЛЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

Рассчитать сбориые железобетоииые стойки для среднего поперечиика одноэтажного однопролетиого промышлеииого здания. Поперечный разрез и типовой элемент плаиа здания показаны иа рис. 2.97. Здаиие выполняется из тех же конструкций, что и крайиие пролеты здания

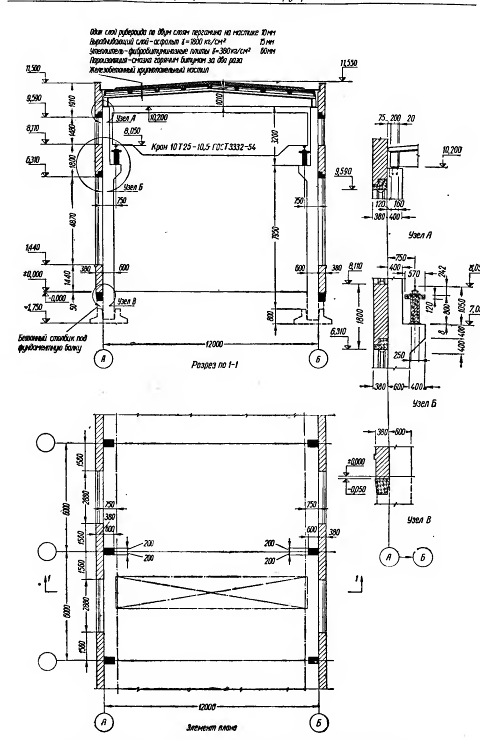


Рис. 2.97. Однопролетное промышленное здание в сборном железобетоне.

в примере XII «Одноэтажный многопролетный поперечник промышленного здания в сборном железобетоне». Остальные данные приняты также по примеру XII.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАГРУЗОК

Расчетная схема поперечника и схема нагрузок показаны на рис. 2.98. Величины всех нагрузок и места их приложения, за исключением величины сосредоточенной нагрузки W от давления ветра, приняты по данным примера XII.

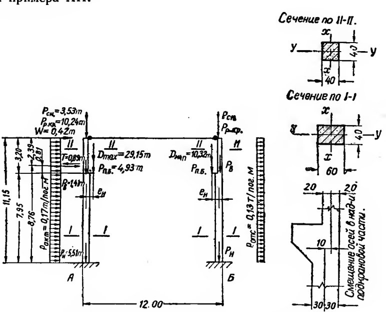


Рис. 2.98. Расчетная схема поперечника и схема нагрузок.

Кроме ветровой нагрузки W, дополнительно определяем минимальное давление на стойку от кранов, необходимое для расчета однопролетных поперечников.

Минимальное давление колеса крана на рельс подкранового пути, установленное по данным ГОСТ 3332—54 (табл 4.13), равно

$$P_{\min} = 4{,}07 \ m.$$

Расчетные величины минимального давления от кранов на стойку и сосредоточенной ветровой нагрузки определяем аналогично тому, как это сделано в примере XII:

$$D_{\min} = \frac{4{,}07}{6{,}00}(1{,}60 + 6{,}00 + 4{,}10)1{,}3 = 10{,}32 \ m;$$

$$W = (0{,}8 + 0{,}6)(11{,}50 - 10{,}20)\,32 \times 6{,}00 \times 1{,}2 = 420 \ кг.$$

РАСЧЕТ СТОЕК ПОПЕРЕЧНИКА ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

Общие указания по расчету

Статический расчет поперечника производится с помощью таблиц по методике, изложенной на стр. 231—233 для расчета сборных железобетонных однопролетных поперечников.

Для выявления наибольших возможных усилий в сечениях стоек расчет поперечника производится отдельно от каждого вида загружения.

В расчете учитываются следующие виды загружения:
1 — постоянная нагрузка;
2 — снеговая нагрузка;
3 — крановая нагрузка, D_{max} действует на стойку по оси A и D_{min} — на стойку по оси $Б$
4 — крановая нагрузка, D_{min} действует на стойку по оси A и D_{max} — на стойку по оси $Б$
5 — крановая нагрузка T, действует на стойку по оси A слева направо и справа налево;
6 — крановая нагрузка T, действует на стойку по оси $Б$ слева направо и справа налево;
7 — ветровая нагрузка, действует слева направо;
8 — ветровая нагрузка, действует справа налево.

Ввиду симметричности поперечника, в расчете достаточно определить усилия только для одной стойки от всех возможных видов загружения.

Поперечник достаточно рассчитать только на загружения *1*, *2*, *3*, *5* и *7*, так как усилия в стойке по оси A при загружениях *4*, *6* и *8* равны по абсолютной величине усилиям в стойке по оси $Б$ соответственно при загружениях *3*, *5* и *7*. При этом для изгибающих моментов и поперечных сил изменяется знак.

Для подбора сечений определяются наибольшие возможные усилия (изгибающий момент и продольная сила) в четырех сечениях стоек: в нижнем сечении, в сечениях непосредственно ниже и выше подкрановой ступени и в верхнем сечении. Для нижнего сечения определяется также поперечная сила, необходимая для расчета фундаментов под стойки.

Геометрические характеристики стоек, необходимые для расчета по таблицам, принимаем по данным примера XII для стойки по оси A (стр. 394), имеющей одинаковые размеры со стойками рассчитываемого поперечника:

$$H = 11{,}15\ м; \quad H_в = 3{,}20\ м; \quad H_н = 7{,}95\ м;$$
$$n = 0{,}30; \quad \lambda = 0{,}29; \quad e = 0{,}10\ м.$$

Определение усилий в стойках от отдельных видов нагрузок

Величины усилий в стойках при действии постоянной и снеговой нагрузок, при которых смещения верхних узлов не происходит, принимаем по данным, вычисленным в примере XII для стойки по оси A.

Усилия в стойках при действии крановой и ветровой нагрузок определяются с учетом смещения верхних узлов.

Загружение *3* (рис. 2.99).

По табл. 3.93 находим $k_2 = 1{,}299$.

Значения коэффициентов k для загружения *3* и для всех последующих загружений могут быть взяты также из примера XII.

Усилие в ригеле X_1 находим по формуле

$$X_1 = 0{,}5\ k_2 \frac{e_н}{H}(D_{max} + D_{min}) = 0{,}5 \times 1{,}299\ \frac{0{,}45}{11{,}15}(29{,}15 + 10{,}32) = $$
$$= 1{,}04\ т.$$

Определяем усилия в сечениях стоек.
Стойка по оси *А*. Изгибающие моменты:

$M_{I} = 0;$
$M_{II} = -1{,}04 \times 3{,}20 = -3{,}33$ *тм;*
$M_{III} = -1{,}04 \times 3{,}20 + 29{,}15 \times 0{,}45 = 9{,}79$ *тм:*
$M_{IV} = -1{,}04 \times 11{,}15 + 29{,}15 \times 0{,}45 = 1{,}52$ *тм.*

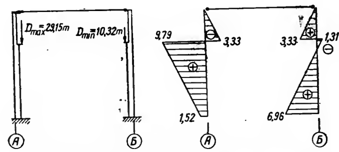


Рис. 2.99. Загружение *3* и эпюра изгибающих моментов.

Продольные силы: $N_I = N_{II} = 0$; $N_{III} = N_{IV} = 29{,}15$ *т*.
Поперечная сила $Q_{IV} = -1{,}04$ *т*.
Стойка по оси *Б*. Изгибающие моменты:

$M_I = 0;$
$M_{II} = 1{,}04 \times 3{,}20 = 3{,}33$ *тм;*
$M_{III} = 1{,}04 \times 3{,}20 - 10{,}32 \times 0{,}45 = -1{,}31$ *тм;*
$M_{IV} = 1{,}04 \times 11{,}15 - 10{,}32 \times 0{,}45 = 6{,}96$ *тм.*

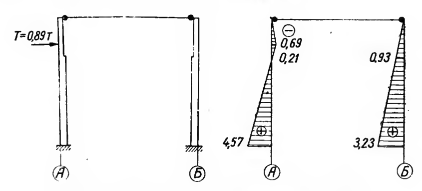


Рис. 2.100. Загружение *5* и эпюра изгибающих моментов.

Продольные силы: $N_I = N_{II} = 0$; $N_{III} = N_{IV} = 10{,}32$ *т*.
Поперечная сила $Q_{IV} = 1{,}04$ *т*.

Загружение *5* (рис. 2.100).

По табл. 3.94 по интерполяции находим $k_3 = 0{,}648$.

Усилие в ригеле находим по формуле

$$X = 0{,}5\ k_3 T = 0{,}5 \times 0{,}648 \times 0{,}89 = 0{,}29\ т.$$

Определяем усилия в расчетных сечениях стоек.
Стойка по оси A. Изгибающие моменты:

$$M_I = 0;$$

$$M_{II} = M_{III} = -0{,}29 \times 3{,}20 + 0{,}89 \times 0{,}81 = -0{,}21 \ \text{тм};$$

$$M_{IV} = -0{,}29 \times 11{,}15 + 0{,}89 \times 8{,}76 = 4{,}57 \ \text{тм};$$

изгибающий момент в точке приложения силы T

$$M_T = -0{,}29 \times 2{,}39 = -0{,}69 \ \text{тм}.$$

Продольные силы $N_I = N_{II} = N_{III} = N_{IV} = 0$.
Поперечная сила $Q_{IV} = 0{,}89 - 0{,}29 = 0{,}60$ $т$.
Стойка по оси $Б$. Изгибающие моменты:

$$M_I = 0;$$

$$M_{II} = M_{III} = 0{,}29 \times 3{,}20 = 0{,}93 \ \text{тм};$$

$$M_{IV} = 0{,}29 \times 11{,}15 = 3{,}23 \ \text{тм};$$

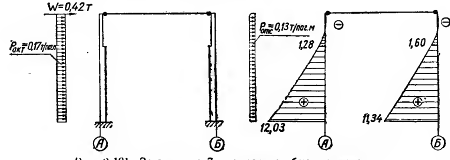


Рис. 2.101. Загружение 7 и эпюра изгибающих моментов.

Продольные силы $N_I = N_{II} = N_{III} = N_{IV} = 0$.
Поперечная сила $Q_{IV} = 0{,}29$ $т$.

При действии силы T, приложенной к стойке по оси A справа налево, усилия в стойках меняют знак.

Загружение 7 (рис. 2.101).

Ветровая нагрузка действует слева направо.

По табл. 3.98 по интерполяции находим $k_7 = 0{,}3606$.

Усилие в ригеле X находим по формуле

$$X = 0{,}5\,[W + k_7 H\,(p_{акт} + p_{отс})] =$$

$$= 0{,}5\,[0{,}42 + 0{,}3606 \times 11{,}15\,(0{,}17 - 0{,}13)] = 0{,}29 \ т.$$

Определяем усилия в расчетных сечениях стоек.
Стойка по оси A. Изгибающие моменты:

$$M_I = 0;$$

$$M_{II} = M_{III} = (0{,}42 - 0{,}29)\,3{,}20 + \frac{0{,}17 \times 3{,}20^2}{2} = 1{,}28 \ \text{тм};$$

$$M_{IV} = (0{,}42 - 0{,}29)\,11{,}15 + \frac{0{,}17 \times 11{,}15^2}{2} = 12{,}03 \ \text{тм}.$$

Продольные силы $N_I = N_{II} = N_{III} = N_{IV} = 0$.
Поперечная сила $Q_{IV} = 0{,}42 - 0{,}29 + 0{,}17 \times 11{,}15 = 2{,}03$ $т$.

Таблица 2.28

Правило знаков

+M +N +Q

Положительное направление усилий

Таблица расчетных усилий (в *тм* и *т*)

Схема сечений

I—I, II—II, III—III, IV—IV; А, Б

Наименование стойки	Сечения	Вид усилия	Постоянная нагрузка	Временные нагрузки							Расчетные сочетания усилий					
				Снеговая	Крановая на стойке				Ветровая при ветре		Основные			Дополнительные		
					P_{max} по оси А	P_{max} по оси Б	T по оси А	T по оси Б	слева	справа	M_{max} $N_{соотв}$	M_{min} $N_{соотв}$	N_{max} $M_{соотв}$	M_{max} $N_{соотв}$	M_{min} $N_{соотв}$	N_{max} $M_{соотв}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
Стойка по оси А	I												4, 5			4; 5
		M	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00			0,00			0,00
		N	10,24	3,53	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00			13,77			13,42
	II											4; 6; 9	4; 5; 6; 9	4; 5; 10	4; 6; 9; 11	4; 5; 6; 9; 11
		M	−0,45	+0,13	−3,33	−3,33	∓0,21	±0,93	+1,28	−1,60		−4,71	−4,58	+0,82	−5,72	−5,61
		N	11,65	3,53	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00		11,65	15,18	14,83	11,65	14,83
	III										4; 6; 9		4; 5; 6; 9	4; 6; 9; 10	4; 5; 11	4; 5; 6; 9; 10
		M	+0,75	−0,22	+9,79	+1,31	∓0,21	±0,93	+1,28	−1,60	+11,47		+11,25	+11,56	−0,89	+11,35
		N	16,58	3,53	29,15	10,32	0,00	0,00	0,00	0,00	45,73		49,76	42,82	19,76	45,99
	IV										4; 5; 6; 8	4; 7; 8		4; 5; 6; 8; 10	4; 7; 8; 11	
		M	−0,35	+0,11	+1,52	−6,96	±4,57	±3,23	+12,03	−11,34	+5,85	−11,88		+16,06	−20,93	
		N	22,09	3,53	29,15	10,32	0,00	0,00	0,00	0,00	54,77	32,41		51,50	1,38	
		Q	−0,14	+0,04	−1,04	+1,04	±0,60	±0,29	+2,03	−1,74	−0,54	+0,30		+1,33	−1,31	

Стойка по оси *Б*. Изгибающие моменты:

$$M_I = 0;$$

$$M_{II} = M_{III} = 0{,}29 \times 3{,}20 + \frac{0{,}13 \times 3{,}20^2}{2} = 1{,}60 \quad \text{тм};$$

$$M_{IV} = 0{,}29 \times 11{,}15 + \frac{0{,}13 \times 11{,}15^2}{2} = 11{,}34 \quad \text{тм}.$$

Продольные силы $N_I = N_{II} = N_{III} = N_{IV} = 0$.
Поперечная сила $Q_{IV} = 0{,}29 + 0{,}13 \times 11{,}15 = 1{,}74$ *т*.

Определение расчетных усилий в сечениях стойки по оси *А* и усилий, передаваемых стойкой фундаменту при основных и дополнительных сочетаниях нагрузок, произведено в табл. 2.28, куда вписаны полученные расчетные усилия в стойке от отдельных видов загружения. Необходимые пояснения для составления таблицы приведены в примере XII (стр. 407).

Расчеты армирования стойки и фундамента ее, а также чертежи конструкций не приводятся, так как аналогичные расчеты и конструкции приведены в примере XII.

* * *

В примерах расчета и конструирования, приведенных во втором разделе, в ряде случаев применены сетки, соответствующие сортаменту б. Главметиза Минчермета. В настоящее время указанные сетки следует рассматривать как индивидуальные. Сортаменты типовых сеток приведены в табл. 1.7 и 1.8.

В процессе печатания настоящей работы опубликованы изменения к разделу «Железобетонные конструкции» ГОСТ 5401—50 «Чертежи строительные. Условные графические обозначения одноцветные», касающиеся обозначений различных видов арматур. Новые обозначения имеют вид:

для стали горячекатаной периодического профиля марки Ст. 5

2⌀ 22П (вместо 2*N*22)

для стали горячекатаной низколегированной периодического профиля марки 25ГС

2⌀ 20ПЛ (вместо 2 *N*20ГС)

РАЗДЕЛ III

СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ КОНСТРУКЦИЙ

ОБЩИЕ ЗАМЕЧАНИЯ

В разделе III приведены материалы, облегчающие статический расчет железобетонных конструкций гражданских, промышленных и инженерных сооружений.

В большинстве случаев указанные материалы представляют собой готовые формулы и таблицы, сопровождаемые краткими пояснениями их особенностей, и, в необходимых случаях, рекомендациями об области их наиболее рационального применения. В отдельных случаях приводятся краткие теоретические сведения.

Содержащиеся в разделе материалы по статическому расчету охватывают основные разновидности железобетонных конструкций, применяемых в строительстве: однопролетные и неразрезные плиты и балки; подкрановые балки-плиты, опертые по контуру; балки кессонных перекрытий; балки-стенки; балки с криволинейной и ломаной в плане осью; стойки рамы; шпренгельные системы; арки; оболочки вращения; трубы.

В тех случаях, где это представляется возможным по современному состоянию науки, наряду с данными по расчету конструкций как упругих систем приведены также материалы по расчету методом предельного равновесия (неразрезные плиты и балки; плиты, опертые по контуру; круглые трубы).

ОДНОПРОЛЕТНЫЕ ПЛИТЫ И БАЛКИ

Формулы для определения поперечных сил, опорных реакций, изгибающих моментов, углов поворота и прогибов однопролетных балок при различных видах загружения приведены в табл. 3. 1.

Таблица охватывает как статически определимые балки (консольные, на двух шарнирных опорах, на двух шарнирных опорах с одной и двумя консолями), так и статически неопределимые (балки на двух опорах с одним защемленным концом, на двух опорах с одним защемленным концом и консолью, с двумя защемленными концами).

При вычислении прогибов железобетонных элементов с допущением трещин в растянутой зоне вместо произведения EJ должны быть поставлены величины $B_{кр}$ или B.

В табл. 3.2 и 3.3 приведены значения изгибающих моментов и поперечных сил в сечениях балки, свободно лежащей на двух опорах. Эти данные могут быть использованы и для построения эпюр M и Q в неразрезных балках и рамах.

Таблица 3.1

Поперечные силы, опорные реакции, изгибающие моменты, углы поворота и прогибы однопролетных балок

1. Консольная балка

Схема	Поперечные силы и опорные реакции	Изгибающие моменты	Углы поворота	Прогибы
	$B = P$; $Q_x = -P$;	$M_x = -Px$; $M_B = -Pl$;	$\theta_x = -\frac{P}{2EJ}(l^2 - x^2)$; $\theta_A = -\frac{Pl^2}{2EJ}$;	$f_x = \frac{P}{6EJ}(2l^3 - 3l^2x + x^3)$, $f_A = \frac{Pl^3}{3EJ}$;
	$B = pl$; $Q_x = -px$;	$M_x = -\frac{px^2}{2}$; $M_B = -\frac{pl^2}{2}$;	$\theta_x = -\frac{p}{6EJ}(l^3 - x^3)$; $\theta_A = -\frac{pl^3}{6EJ}$;	$f_x = \frac{p}{24EJ}(3l^4 - 4l^3x + x^4)$; $f_A = \frac{pl^4}{8EJ}$;
	$B = \frac{pl}{2}$; $Q_x = -\frac{p_x x}{2}$ $p_x = p\frac{x}{l}$;	$M_x = -\frac{px^3}{6l}$; $M_B = -\frac{pl^2}{6}$;	$\theta_x = -\frac{p}{24EJl}(l^4 - x^4)$; $\theta_A = -\frac{pl^3}{24EJ}$;	$f_x = \frac{p}{120EJl}(4l^5 - 5l^4x + x^5)$; $f_A = \frac{pl^4}{30EJ}$;
	$B = \frac{pl}{2}$; $Q_x = -p\left(x - \frac{x^2}{2l}\right)$; $p_x = p\left(1 - \frac{x}{l}\right)$;	$M_x = -\frac{px^2}{2}\left(1 - \frac{x}{3l}\right)$; $M_B = -\frac{pl^2}{3}$;	$\theta_x = -\frac{p}{24EJl}(4x^3l - x^4 - 3l^4)$; $\theta_A = -\frac{pl^3}{8EJ}$;	$f_x = \frac{p}{120EJl}(11l^5 - 15l^4x + 5lx^4 - x^5)$; $f_A = \frac{11pl^4}{120EJ}$;

	$B = \frac{p_1 + p_2}{2} l$; $Q_x = -p_1 x - \frac{p_2 - p_1}{2l} x^2$; $p_x = p_1 + \frac{p_2 - p_1}{l} x$;	$M_x = -p_1 \frac{x^2}{2} - \frac{p_2 - p_1}{6l} x^3$; $M_B = \frac{2p_1 + p_2}{6} l^2$;	$\theta_x = -\frac{p_1}{6EJ}(l^3 - x^3) -$ $- \frac{p_2 - p_1}{24EJl}(l^4 - x^4)$; $\theta_A = -\frac{3p_1 + p_2}{24EJ} l^3$;	$f_x = \frac{p_1}{EJ}\left(\frac{l^4}{8} - \frac{l^3 x}{6} + \frac{x^4}{24}\right) +$ $+ \frac{p_2 - p_1}{EJl}\left(\frac{l^5}{30} - \frac{l^4 x}{24} + \frac{x^5}{120}\right)$; $f_A = \frac{11p_1 + 4p_2}{120EJ} l^4$;
	$B = 0$; $Q_x = 0$;	$M_x = M_B = m$;	$\theta_x = -\frac{m}{EJ}(x - l)$; $\theta_A = -\frac{ml}{EJ}$;	$f_x = \frac{m}{2EJ}(l - x)^2$; $f_A = \frac{ml^2}{2EJ}$;
	$B = pa$; при $x \leqslant a$: $Q_x = -px$; при $x \geqslant a$: $Q_x = -pa$;	При $x \leqslant a$: $M_x = -\frac{px^2}{2}$; при $x \geqslant a$: $M_x = -pa\left(x - \frac{a}{2}\right)$; $M_B = -pa\left(l - \frac{a}{2}\right)$;	$\theta_A = -\frac{pl^3}{6EJ}\left(1 - \frac{b^3}{l^3}\right)$;	$f_A = \frac{ql^4}{24EJ}\left(3 - 4\frac{b^3}{l^3} + \frac{b^4}{l^4}\right)$;
	$B = \frac{pa}{2}$; при $x \leqslant a$: $Q_x = -\frac{px}{2}\left(1 + \frac{a - x}{a}\right)$; при $x \geqslant a$: $Q_x = -\frac{pa}{2}$;	При $x \leqslant a$: $M_x = -\frac{px^2}{6}\left(2 + \frac{a - x}{a}\right)$; при $x \geqslant a$: $M_x = -\frac{pa^2}{6}\left(3\frac{x}{a} - 1\right)$; $M_B = -\frac{pa}{6}(2l + b)$;	$\theta_A = -\frac{pa^3}{24EJ}\left(1 - 4\frac{l}{a} + 6\frac{l^2}{a^2}\right)$;	$f_a = \frac{pal^3}{120EJ}\left(20 -\right.$ $\left. - 10\frac{a}{l} + \frac{a^3}{l^3}\right)$;

Продолжение табл. 3.1

2. Балка на двух опорах

Схема	Поперечные силы и опорные реакции	Изгибающие моменты	Углы поворота	Прогибы
A x P B l/2 l/2 l M Q	$A = B = \frac{P}{2}$; $Q_x = \pm \frac{P}{2}$;	При $x \leqslant \frac{l}{2}$ $M_x = \frac{Px}{2}$; при $x \geqslant \frac{l}{2}$ $M_x = \frac{P(l - x)}{2}$;	При $x < \frac{l}{2}$ $\theta_x = \frac{P}{16EJ}(l^2 - 4x^2)$; $\theta_A = \frac{Pl^2}{16EJ}$;	При $x < \frac{l}{2}$ $f_x = \frac{Px}{48EJ}(3l^2 - 4x^2)$; $f_{max} = \frac{Pl^3}{48EJ}$;
A P B a b l M Q	$A = \frac{Pb}{l}$; $B = \frac{Pa}{l}$; при $x \leqslant a$ $Q_x = \frac{Pb}{l}$; при $x \geqslant a$ $Q_x = -\frac{Pa}{l}$;	При $x \leqslant a$ $M_x = \frac{Pb}{l}x$; при $x \geqslant a$ $M_x = \frac{Pa}{l}(l - x)$; $M_{max} = \frac{Pab}{l}$;	При $x < a$ $\theta_x = \frac{Pb}{6EJl}(l^2 - b^2 - 3x^2)$; $\theta_A = \frac{Pb}{6EJl}(l^2 - b^2)$; при $x > a$ $\theta_x = \frac{Pa}{6EJl}(2l^2 - 6lx + 3x^2 + a^2)$ $\theta_B = \frac{Pa}{6EJl}(a^2 - l^2)$; $\theta_p = \frac{Pab}{3EJl}(b - a)$;	При $x < a$ $f_x = \frac{Pbx}{6EJl}(l^2 - b^2 - x^2)$; при $x > a$ $f_x = \frac{Pa(l - x)}{6EJl}(2lx - a^2 - x^2)$; если $a > b$ $f_p = \frac{Pa^2b^2}{3EJl}$; $f_{max} = \frac{Pb}{3EJl}\sqrt{\left(\frac{a^2 + 2ab}{3}\right)^3}$ $\left(\text{при } x = \sqrt{\frac{a}{3}(a + 2b)}\right)$;

A P P B a b a l M Q	$A = B = P$; при $x < a$ $Q = P$; при $a < x < a + b$ $Q = 0$;	При $x < a$ $M_x = Px$; при $a < x < a + b$ $M_x = M_{max} = Pa$;	При $x < a$ $\theta_x = \frac{P}{2EJ}(la - a^2 - x^2)$; $\theta_A = \frac{Pa}{2EJ}(l - a)$; $\theta_p = \frac{Pab}{2EJ}$; при $a < x < a + b$ $\theta_x = \frac{Pa}{2EJ}(l - 2x)$; $\theta_B = -\frac{Pa}{2EJ}(l - a)$	При $x < a$ $f_x = \frac{Px}{6EJ}(3la - 3a^2 - x^2)$; $f_p = \frac{Pa^2}{6EJ}(3l - 4a)$; при $a < x < a + b$ $f_x = \frac{Pa}{6EJ}(3lx - 3x^2 - a^2)$; $f_{max} = \frac{Pa}{24EJ}(3l^2 - 4a^2)$;
A B l M Q	$A = B = \frac{pl}{2}$; $Q_x = \frac{pl}{2}\left(1 - \frac{2x}{l}\right)$;	$M_x = \frac{px}{2}(l - x)$; $M_{max} = \frac{pl^2}{8}$;	$\theta_x = \frac{p}{24EJ}(l^3 - 6lx^2 + 4x^3)$; $\theta_A = -\theta_B = \frac{pl^3}{24EJ}$;	$f_x = \frac{px}{24EJ}(l^3 - 2lx^2 + x^3)$; $f_{max} = \frac{5pl^4}{384EJ}$;
A B c/2 c/2 a b M Q	$A = \frac{pcb}{l}$; $B = \frac{pca}{l}$; при $x < a - \frac{c}{2}$ $Q_x = A$; при $a - \frac{c}{2} < x < a + \frac{c}{2}$ $Q_x = A - p\left(x - a + \frac{c}{2}\right)$;	При $x < a - \frac{c}{2}$ $M_x = Ax$; при $a - \frac{c}{2} < x < a + \frac{c}{2}$; $M_x = A_x - \frac{p}{2}\left(x - a + \frac{c}{2}\right)^2$; $M_{max} = \frac{pabc}{l}\left(1 - \frac{c}{2l}\right)$;	$\theta_A = \frac{pbc}{6EJl}\left(l^2 - b^2 - \frac{c^2}{4}\right)$; $\theta_B = -\frac{pac}{6EJl}\left(l^2 - a^2 - \frac{c^2}{4}\right)$;	$f_{max} = \frac{pc}{6EJ}\left[\frac{ab}{l}\left(2al - 2a^2 - \frac{c^2}{4}\right) + \frac{c^2}{64}\right]$; при $x = a$;

Продолжение табл. 3.1

Схема	Поперечные силы и опорные реакции	Изгибающие моменты	Углы поворота	Прогибы
A B a b l M Q	$A=\frac{pb^2}{2l}$; $B=\frac{pb}{2l}(l+a)$; при $x<a$ $Q_x=\frac{pb^2}{2l}$; при $x>a$ $Q_x=\frac{pb^2}{2l}-p(x-a)$;	При $x<a$ $M_x=\frac{pb^2}{2l}x=Ax$; при $x>a$ $M_x=-A\left[x-l\left(\frac{x-a}{b}\right)^2\right]$; $M_{max}=\frac{pl^2}{8}\left(1-\frac{a^2}{l^2}\right)^2$; $\left(\text{при } x=\frac{b^2}{2l}+a\right)$;	При $x<a$ $\theta_x=\frac{pb^2}{12EJl}\left[l^2-\frac{b^2}{2}-3x^2\right]$; $\theta_A=\frac{pb^2}{12EJl}\left(l^2-\frac{b^2}{2}\right)$; при $x>a$ $\theta_x=\frac{p}{12EJl}\left[l^2b^2-\frac{b^4}{2}+\right.$ $\left.+2l(x-a)^3-3b^2x^2\right]$; $\theta_B=-\frac{pb^2}{12EJl}\left[2l^2+\frac{b^2}{2}-2lb\right]$;	При $x<a$: $f_x=\frac{pb^2x}{24EJl}(2l^2-b^2-2x^2)$; $fa=\frac{qb^3a}{24EJ}\frac{l+3a}{l}$; при $x>a$ $f_x=\frac{p}{24EJl}[b^2(2l^2-b^2)x+$ $+l(x-a)^4-2b^2x^3]$; при $a>0{,}547l$ f_{max} на левом участке при $a<0{,}547l$ f_{max} на правом участке при $a=0{,}547l$ $f_{max}=0{,}0026\frac{pl^4}{EJ}$;
A B l M Q	$A=\frac{pl}{6}$; $B=\frac{pl}{3}$; $Q_x=\frac{p}{2l}\left(\frac{l^2}{3}-x^2\right)$;	$M_x=\frac{px}{6l}(l^2-x^2)$; $M_{max}=0{,}064pl^2$; (при $x=0{,}5774l$);	$\theta_x=\frac{p}{360EJl}(7l^4-$ $-30l^2x^2+15x^4)$; $\theta_A=\frac{7}{360}\frac{pl^3}{EJ}$; $\theta_B=-\frac{pl^3}{45EJ}$;	$f_x=\frac{px}{360EJl}(7l^4-$ $-10l^2x^2+3x^4)$; $f_{max}=0{,}00652\frac{pl^4}{EJ}$; (при $x=0{,}51913l$);

p A B l M Q	При $x < \frac{l}{2}$ $A = B = \frac{pl}{4}$; $Q_x = \frac{pl}{4}\left(1 - 4\frac{x^2}{l^2}\right)$;	При $x < \frac{l}{2}$ $M_x = \frac{plx}{4}\left(1 - \right.$ $\left. - \frac{4}{3}\frac{x^2}{l^2}\right)$; $M_{max} = \frac{pl^2}{12}$;	При $x < \frac{l}{2}$ $\theta_x = \frac{p}{24EJl}\left(\frac{5}{8}l^4 - \right.$ $\left. - 3l^2x^2 + 2x^4\right)$; $\theta_A = -\theta_B = \frac{5pl^3}{192EJ}$;	При $x < \frac{l}{2}$ $f_x = \frac{px}{24EJl}\left(\frac{5}{8}l^4 - \right.$ $\left. - l^2x^2 + \frac{2}{5}x^4\right)$; $f_{max} = \frac{pl^4}{120EJ}$;
A p B a b l M Q	При $x < a$ $A = \frac{pa}{2}\left(1 - \frac{2}{3}\frac{a}{l}\right)$; $Q_x = \frac{pa}{2}\left(1 - \frac{2}{3}\frac{a}{l}\right) -$ $- \frac{px^2}{2a}$; при $x > a$ $B = \frac{pa^2}{3l}$; $Q_x = -\frac{pa^2}{3l}$;	При $x < a$ $M_x = \frac{px}{2}\left[a\left(1 - \frac{2}{3}\frac{a}{l}\right) - \right.$ $\left. - \frac{x^2}{3a}\right]$; при $x > a$ $M_x = \frac{pa^2}{3}\left(1 - \frac{x}{l}\right)$; $M_{max} =$ $= \frac{pa^2}{9}\sqrt{1 - \frac{2}{3}\frac{a}{l}}(l+2b)$; $\left(\text{при } x = a\sqrt{1 - \frac{2}{3}\frac{a}{l}}\right)$	При $x < a$ $\theta_x = \frac{pa^3}{360EJ}\left[15\frac{x^4}{a^4} - 90\frac{x^2}{a^2} + \right.$ $\left. + 60\frac{x^2}{al} + 40\frac{l}{a} - 45 + 12\frac{a}{l}\right]$. при $x > a$ $\theta_x = \frac{pa^3}{360EJ}\left[60\frac{x^2}{al} - 120\frac{x}{a} + \right.$ $\left. + 40\frac{l}{a} + 12\frac{a}{l}\right]$;	При $x < a$ $f_x = \frac{pa^3x}{360EJ}\left[3\frac{x^4}{a^4} - 30\frac{x^2}{a^2} + \right.$ $\left. + 20\frac{x^2}{al} + 40\frac{l}{a} - 45 + 12\frac{a}{l}\right]$; при $x > a$ $f_x = \frac{pa^4}{360EJ}\left[20\frac{x^3}{a^2l} - 60\frac{x^2}{a^2} + \right.$ $\left. + \frac{x}{a}\left(40\frac{l}{a} + 12\frac{a}{l}\right) - 12\right]$;
A p B a b l M Q	При $x < a$ $A = \frac{pb^2}{6l}$; $Q_x = A$; при $x > a$ $B = \frac{pb}{2}\left(1 - \frac{b}{3l}\right)$; $Q_x = A - \frac{p}{2b}(x - a)^2$;	При $x < a$ $M_x = Ax$; при $x > a$ $M_x = Ax - \frac{p}{6b}(x - a)^3$; $M_{max} = \frac{pb^2}{6l}x - p\frac{(x-a)^3}{6b}$; $\left(\text{при } x = a + b\sqrt{\frac{b}{3l}}\right)$;	При $x < a$ $\theta_x = \frac{pb^3}{360EJl}(10l^2 - 3b^2 - 30x^2)$; при $x > a$ $\theta_x = \frac{pb^3}{360EJ}\left[15\left(\frac{x-a}{b}\right)^4 - \right.$ $\left. - 30\frac{x^2}{bl} + 10\frac{l}{b} - 3\frac{b}{l}\right]$;	При $x < a$ $f_x = \frac{pb^2x}{360EJl}(10l^2 - 3b^2 - 10x^2)$; при $x > a$ $f_x = \frac{pb^4}{360EJ}\left[3\left(\frac{x-a}{b}\right)^5 - \right.$ $\left. - 10\frac{x^3}{b^2l} + 10\frac{lx}{b^2} - 3\frac{x}{l}\right]$;

Продолжение табл. 3.1

Схема	Поперечные силы и опорные реакции	Изгибающие моменты	Углы поворота	Прогибы
	$A = (2p_1 + p_2)\frac{l}{6}$; $B = (p_1 + 2p_2)\frac{l}{6}$; $Q_x = A - p_1 x - (p_2 - p_1)\frac{x^2}{2l}$;	$M_x = Ax - p_1\frac{x^2}{2} - (p_2 - p_1)\frac{x^3}{6l}$; M_{max} при $x = \frac{l}{p_2 - p_1}\left[-p_1 + \sqrt{\frac{1}{3}(p_1^2 + p_1 p_2 + p_2^2)}\right]$;	$\theta_x = \frac{p_1}{24EJ}(l^3 - 6lx^2 + 4x^3) + \frac{p_2 - p_1}{360EJl}(7l^4 - 30l^2x^2 + 15x^4)$; $\theta_A = \frac{l^3}{EJ}\left[\frac{p_1}{24} + \frac{7(p_2 - p_1)}{360}\right]$; $\theta_B = -\frac{l^3}{EJ}\left(\frac{p_1}{24} + \frac{p_2 - p_1}{45}\right)$;	$f_x = \frac{p_1 x}{24EJ}(l^3 - 2lx^2 + x^3) + \frac{p_2 - p_1}{360EJ}\frac{x}{l}(7l^4 - 10l^2x^2 + 3x^4)$;
	$A = \frac{b^2}{6l}(2p_1 + p_2)$; $B = \frac{(p_1 + p_2)b}{2} - A$; при $x < a$ $Q_x = A$; при $x > a$ $Q_x = A - p_1(x - a) - \frac{(p_2 - p_1)(x - a)^2}{2b}$;	При $x < a$ $M_x = Ax$; при $x > a$ $M_x = Ax - p_1\frac{(x - a)^2}{2} - \frac{(p_2 - p_1)}{6b}(x - a)^3$; M_{max} при $x = a + \frac{b}{p_2 - p_1}\left[-p_1 + \sqrt{p_1^2 + \frac{b}{3l}(-2p_1^2 + p_1 p_2 + p_2^2)}\right]$;	—	—

m, A, B, a, b, l, M, Q	$A = -B = \frac{m}{l}$; $Q_x = \frac{m}{l}$;	При $x < a$ $M_x = \frac{mx}{l}$; $M_a = \frac{ma}{l}$; при $x > a$ $M_x = m\left(1 - \frac{x}{l}\right)$; $M_a = -\frac{mb}{l}$;	При $x < a$ $\theta_x = \frac{m}{6EJl}(l^2 - 3b^2 - 3x^2)$; $\theta_A = \frac{m}{6EJl}(l^2 - 3b^2)$; $\theta_a = \frac{m}{3EJl}(3ab - l^2)$; при $x > a$ $\theta_x = \frac{m}{6EJl}(6lx - 2l^2 - 3a^2 - 3x^2)$; $\theta_B = \frac{m}{6EJl}(l^2 - 3a^2)$;	При $x < a$ $f_x = \frac{mx}{6EJl}(l^2 - 3b^2 - x^2)$; при $x > a$ $f_x = \frac{m(l - x)}{6EJl}(x^2 + 3a^2 - 2lx)$; при $a > 0{,}4226l$ $f_{max} = \frac{m}{3EJl}\sqrt{\left(\frac{l^2}{3} - b^2\right)^3}$; Минимум, если он имеется, находится в сечении $x = l - 0{,}5774\sqrt{l^2 - 3a^2}$;
Если момент приложен в средней части пролета $0{,}4226 < \frac{a}{l} < 0{,}5774$, то изогнутая ось балки имеет максимум, минимум и перегиб. Если момент приложен левее, выпуклость изогнутой оси балки направлена вверх, если правее, то выпуклость направлена вниз и кривая имеет только минимум.				
m, A, B, l, M, Q	$A = -B = \frac{m}{l}$; $Q_x = \frac{m}{l}$;	$M_x = m - \frac{m}{l}x$; $M_{max} = m$;	$\theta_x = \frac{m}{6EJl}(2l^2 - 6lx + 3x^2)$; $\theta_A = -\frac{ml}{3EJ}$; $\theta_B = \frac{ml}{6EJ}$;	$f_x = \frac{mx}{6EJl}(x - l)(2l - x)$; $f_{max} = -0{,}0642\frac{ml^2}{EJ}$; (при $x = 0{,}4226l$);
m_1, m_2, A, B, l, M, Q	$A = \frac{m_1 - m_2}{l}$; $B = \frac{m_2 - m_1}{l}$; $Q_x = A$;	$M_x = m_1 - \frac{m_1 - m_2}{l}x$; при $m_1 > m_2$ $M_{max} = m_1$	$\theta_x = \frac{m_2 - m_1}{6EJl}(3x^2 - l^2) +$ $+ \frac{m_1}{2EJ}(2x - l)$; $\theta_A = -\frac{2m_1 + m_2}{6EJ}l$; $\theta_B = \frac{m_1 - 2m_2}{6EJl}l$; при $m_1 = m_2 = m$ $\theta_x = \frac{m}{2EJ}(2x - l)$; $\theta_A = -\theta_B = -\frac{ml}{2EJ}$;	$f_x = \frac{x(x - l)}{2EJ}\Big[m_1 -$ $- \frac{m_2 - m_1}{3l}(x + l)\Big]$; при $m_1 = m_2 = m$ $f_x = \frac{mx(x - l)}{2EJ}$; $f_{max} = -\frac{ml^2}{8EJ}$;

Продолжение табл. 3.1

Схема	Поперечные силы и опорные реакции	Изгибающие моменты	Углы поворота	Прогибы
	$A=\frac{pl}{2}-\frac{m_2-m_1}{l}$; $B=\frac{pl}{2}+\frac{m_2-m_1}{l}$; $Q_x=A-px$;	$M_x=Ax-m_1-\frac{px^2}{2}$;	$\theta_x=\frac{m_2-m_1}{6EJl}(3x^2-l^2)+\frac{m_1}{2EJ}(2x-l)+\frac{p}{24EJ}(l^3-6lx^2+4x^3)$; $\theta_A=-\frac{l}{2EJ}\left(m_1+A\frac{l}{3}+\frac{pl^2}{12}\right)$;	$f_x=\frac{x(x-l)}{2EJ}\left[m_1+\frac{A}{3}(x+l)+\frac{p}{12}(x^2+xl+l^2)\right.$; при $x=\frac{l}{2}$: $f=-\frac{l^2}{8EJ}\left(m_1+\frac{Al}{2}+\frac{7l^2p}{48}\right)$; при $m_1=m_2=m$ $f_{max}=-\frac{l^2}{8EJ}\left(m-\frac{5pl^2}{48}\right)$;
3. Балка на двух опорах с консолью				
	$A=P\frac{a+l}{l}$; $B=-P\frac{a}{l}$;	$M_A=-Pa$;	на конце консоли $\theta_0=-\frac{P}{6EJ}(2la+3a^2)$; $\theta_A=-\frac{Pal}{3EJ}$; $\theta_B=\frac{Pal}{6EJ}$;	на конце консоли $f_0=\frac{Pa^2}{3EJ}(l+a)$; В пролете $A-B$ $f_{max}=-0{,}0642\frac{Pal^2}{EJ}$; на расстоянии $0{,}5774l$ от B;
	$A=p\frac{(a+l)^2}{2l}$; $B=p\frac{(l^2-a^2)}{2l}$;	$M_A=-\frac{pa^2}{2}$; при $l>a$ $M_{max}=\frac{p(l^2-a^2)^2}{8l^2}$; $\left(\text{при } x=\frac{l^2-2a^2}{2l}\right)$;	на конце консоли $\theta_0=-\frac{p}{24EJ}[6a^3-l(l^2-4a^2)]$; $\theta_A=\frac{pl}{24EJ}(l^2-4a^2)$; $\theta_B=-\frac{pl}{24EJ}(l^2-2a^2)$; $\theta_A=0$ при $a=0{,}5l$; $\theta_B=0$ при $a=0{,}707l$;	на конце консоли $f_0=\frac{pa}{24EJ}[3a^3-l(l^2-4a^2)]$;

	$A=\frac{p(a+l)^2}{6l}$; $B=p\frac{(a+l)}{2}\left(1-\frac{a+l}{3l}\right)$;	$M_A=-\frac{pa^3}{6(a+l)}$; M_{max} в пролете прн $\frac{x}{l}=0{,}5774\sqrt{\left(\frac{a}{l}+1\right)^3}-$ $-\frac{a}{l}$; прн $\frac{a}{l}\geqslant 2$ максимума в пролете иет, при $\frac{a}{l}=0{,}816$ $M_{max}=M_A$;	На коице консоли $\theta_0=-\frac{pa^4}{24EJ(a+l)}+\theta_A$; $\theta_A=\frac{pl}{360EJ(a+l)}[7l^3+$ $+15al^2-20a^3]$; $\theta_B=-\frac{pl}{360EJ(a+l)}(8l^3+$ $+15al^2-10a^3)$;	На конце консоли $f_0=\frac{pa^5}{30EJ(a+l)}-\theta_A a$;
4. Симметричиая балка иа двух опорах с двумя коисолями				
	На консоли $Q_x=-P$; в пролете $Q_x=0$; $A=B=P$;	На консолн $M_x=-P(a+x)$; в пролете $M_x=-Pa$.	На консоли $\theta_x=\frac{P}{2EJ}[x(x+2a)-al]$; $\theta_0=-\frac{Pa}{2EJ}(a+l)$. В пролете $\theta_x=\frac{Pa}{2EJ}(2x-l)$; $\theta_A=-\theta_B=-\frac{Pal}{2EJ}$.	На консоли $f_x=\frac{Px}{6EJ}[x(3a+x)-3al]$; $f_0=\frac{Pa^2}{6EJ}(2a+3l)$. В пролете: $f_x=\frac{Pa}{2EJ}x(x-l)$; $f_{min}=-\frac{Pal^2}{8EJ}$; При $x=\frac{l}{2}$.

Продолжение табл. 3.1

Схема	Поперечные силы и опорные реакции	Изгибающие моменты	Углы поворота	Прогибы
	На консоли $Q_x = -p(a-x)$; в пролете $Q_x = p\left(x - \frac{l}{2}\right)$; $A = B = p\left(a + \frac{l}{2}\right)$.	На консоли $M_x = -p\frac{(a-x)^2}{2}$; в пролете $M_x = -\frac{p}{2}(a^2 - lx + x^2)$; $M_{max} = \frac{p}{2}\left(\frac{l^2}{8} - a^2\right)$.	На консоли $\theta_x = \frac{Px}{6EJ}(3a^2 + 3ax + x^2) +$ $+ \frac{Pl}{24EJ}(l^2 - 6a^2)$; $\theta_0 = -\frac{P}{24EJ}(4a^3 + 6a^2l - l^3)$; в пролете $\theta_x = \frac{Pa^2}{4EJ}(2x - l) +$ $+ \frac{P}{24EJ}(l^3 - 6lx^2 - 4x^3)$; $\theta_A = \frac{Pl}{24EJ}(l^2 - 6a^2)$;	На консоли $f_x = \frac{Px}{24EJ}(6a^2x + 4ax^2 +$ $+ x^3 + l^3 - 6a^2l)$; $f_0 = \frac{Pa}{24EJ}(l^3 - 6a^2l - 3a^3)$; в пролете $f_x = \frac{Px}{24EJ}[6a^2(x - l) -$ $- 2lx^2 + x^3 + l^3]$; $f_{max} = \frac{Pl^2}{48EJ}\left(\frac{5}{8}l^2 - 3a^2\right)$;

5. Балка на двух опорах с одним защемленым концом

Схема	Поперечные силы и опорные реакции	Изгибающие моменты	Углы поворота	Прогибы
	При $x < a$ $Q_x = A$; При $x > a$: $Q_x = -B$; $A = \frac{Pb}{2l}\left(3 - \frac{b^2}{l^2}\right)$; $B = \frac{Pa^2}{2l^2}\left(2 + \frac{b}{l}\right)$;	При $x < a$ $M_x = M_A + Ax$; $M_A = -\frac{Pab}{2l}\left(1 + \frac{b}{l}\right)$; При $x > a$: $M_x = M_A + A_x + P(x-a)$; $M_{max} = Bb$; при $x = a$;	При $x < a$ $\theta_x = \frac{x}{2EJ}[2M_A + Ax]$; При $x > a$: $\theta_x = \frac{x}{2EJ}(2M_A + Ax) +$ $+ \frac{P}{2EJ}(x - a)^2$; $\theta_B = -\frac{Pa^2b}{4EJl}$.	При $x < a$ $f_x = \frac{x^2}{6EJ}(3M_A + Ax)$; При $x > a$: $f_x = \frac{x^2}{6EJ}(3M_A + Ax) +$ $+ \frac{P(x-a)^3}{6EJ}$.

	$A = \frac{11}{16}P$; $B = \frac{5}{16}P$;	$M_A = -\frac{3}{16}Pl$; $M_{\frac{l}{2}} = \frac{5}{32}Pl$;	$\theta_B = -\frac{1}{32}\frac{Pl^2}{EJ}$;	$f_{\frac{l}{2}} = \frac{7}{768}\frac{Pl^3}{EJ}$; $f_{max} \simeq 0{,}00933\frac{Pl^3}{EJ}$;
	$Q_x = pl\left(\frac{5}{8} - \frac{x}{l}\right)$; $A = \frac{5}{8}pl$; $B = \frac{3}{8}pl$;	$M_x = -\frac{pl^2}{8}\left(1 - \frac{5x}{l} + \frac{4x^2}{l^2}\right)$; $M_A = -\frac{pl^2}{8}$; $M_{max} = \frac{9}{128}pl^2$; (при $x = 0{,}625l$); $M = 0$ при $x = \frac{l}{4}$;	$\theta_x = \frac{pl^2x}{48EJ}\left(\frac{8x^2}{l^2} - 15\frac{x}{l} + 6\right)$; $\theta_B = -\frac{pl^3}{48EJ}$;	$f_x = \frac{pl^2x^2}{24EJ}\left(\frac{x^2}{l^2} - \frac{5}{2}\frac{x}{l} + \frac{3}{2}\right)$; При $x = \frac{l}{2}$ $f_{\frac{l}{2}} = \frac{pl^4}{192EJ}$; $f_{max} = \frac{pl^4}{185EJ}$; (при $x = 0{,}579l$);
	$Q_x = \frac{pl}{40}\left(9 - 20\frac{x^2}{l^2}\right)$; $A = \frac{9}{40}pl$; $B = \frac{11}{40}pl$;	$M_x = -\frac{pl^2}{120}\left(7 - 27\frac{x}{l} + 20\frac{x^3}{l^3}\right)$; $M_A = -\frac{7}{120}pl^2$; $M_{max} = \frac{pl^2}{23{,}6}$; (при $x = 0{,}671l$);	$\theta_x = \frac{pl^2x}{240EJ}\left[14 - 27\frac{x}{l} + 10\frac{x^3}{l^3}\right]$; $\theta_B = -\frac{1}{80}\frac{pl^3}{EJ}$;	$f_x = \frac{pl^2x^2}{240EJ}\left(7 - 9\frac{x}{l} + 2\frac{x^3}{l^3}\right)$; При $x = \frac{l}{2}$: $f_{\frac{l}{2}} = \frac{pl^4}{349EJ}$; $f_{max} = \frac{pl^4}{327{,}8EJ}$; (при $x = 0{,}598l$);

Продолжение табл. 3.1

Схема	Поперечные силы и опорные реакции	Изгибающие моменты	Углы поворота	Прогибы
[схема: p, A, B, l, M, Q]	$Q_x = \frac{pl}{10}\left(4 - 10\frac{x}{l} + 5\frac{x^2}{l^2}\right)$; $A = \frac{2}{5}pl$; $B = \frac{1}{10}pl$.	$M_x = -\frac{pl^2}{30}\left(2 - 12\frac{x}{l} + 15\frac{x^2}{l^2} - 5\frac{x^3}{l^3}\right)$; $M_A = -\frac{pl^2}{15}$; $M_{max} = \frac{pl^2}{33{,}6}$; (при $x = 0{,}553l$).	$\theta_x = \frac{pl^2x}{120EJ}\left(8 - 24\frac{x}{l} + 20\frac{x^2}{l^2} - 5\frac{x^3}{l^3}\right)$; $\theta_B = -\frac{pl^3}{120EJ}$.	$f_x = \frac{pl^2x^2}{120EJ}\left(4 - 8\frac{x}{l} + 5\frac{x^2}{l^2} - \frac{x^3}{l^3}\right)$; при $x = \frac{l}{2}$; $f_{\frac{l}{2}} = \frac{pl^4}{426{,}6EJ}$; $f_{max} = \frac{pl^4}{418{,}6EJ}$; (при $x = 0{,}552l$).
[схема: m, A, B, l, M, Q]	$Q_x = \frac{3}{2}\frac{m}{l}$; $A = \frac{3}{2}\frac{m}{l}$; $B = -\frac{3}{2}\frac{m}{l}$.	$M_x = \frac{m}{2}\left(1 - 3\frac{x}{l}\right)$; $M_A = -\frac{m}{2}$.	$\theta_x = \frac{mx}{4EJ}\left(2 - 3\frac{x}{l}\right)$; $\theta_B = -\frac{ml}{4EJ}$.	$f_x = \frac{mx^2}{4EJ}\left(1 - \frac{x}{l}\right)$; $f_{max} = \frac{ml^2}{27EJ}$; $\left(\text{при } x = \frac{2}{3}l\right)$.
[схема: m, A, B, a, b, l, M, Q]	$Q_x = A$; $A = -\frac{3m}{2l}\left(1 - \frac{b^2}{l^2}\right)$; $B = \frac{3m}{2l}\left(1 - \frac{b^2}{l^2}\right)$.	При $x < a$: $M_x = M_A + Ax$; $M_A = \frac{m}{2}\left(3\frac{b^2}{l^2} - 1\right)$; При $x > a$: $M_x = \frac{3m}{2}\left(1 - \frac{b^2}{l^2}\right)\left(\frac{x}{l} - 1\right)$.	При $x < a$: $\theta_x = \frac{mx}{4EJ}\left[2\left(1 - 3\frac{b^2}{l^2}\right) - 3\left(1 - \frac{b^2}{l^2}\right)\frac{x}{l}\right]$; При $x > a$: $\theta_x = \frac{x}{2EJ}[(2M_A + Ax) + m(x - a)]$; $\theta_B = \frac{ma}{4EJl}(2b - a)$.	При $x < a$: $f_x = \frac{x^2}{6EJ}[3M_A + Ax]$; При $x > a$: $f_x = \frac{x^2}{6EJ}\left[(3M_A + Ax) + \frac{m}{2}(x - a)^2\right]$.

	$A = P\left(1+\frac{3}{2}\frac{ab}{l^2}\right)$; $B = P\left(1-\frac{3}{2}\frac{ab}{l^2}\right)$.	$M_A = -\frac{3}{2}\frac{Pab}{l}$; при $x=a$: $M_a = M_A + Aa$; При $x = a+b$: $M_{a+b} = Ba$.	$\theta_x = \frac{df_x}{dx}$.	При $x<a$: $f_x = \frac{Plx^2}{6EJ}\left\{\frac{9a}{2l}\left(1-\frac{a}{l}\right) - \left[1+\frac{3}{2}\frac{a}{l}-\frac{3}{2}\frac{a^2}{l^2}\right]\frac{x}{l}\right\}$; При $a<x<a+b$: $f_x = \frac{Plx^2}{6EJ}\left\{\frac{9}{2}\frac{a}{l}\left(1-\frac{a}{l}\right) - \left[1+\frac{3}{2}\frac{a}{l}-\frac{3}{2}\frac{a^2}{l^2}\right]\frac{x}{l}\right\} + \frac{P(x-a)^3}{6EJ}$; При $a+b<x<l$: $f_x = \frac{Plx^2}{6EJ}\left\{\frac{9}{2}\frac{a}{l}\left(1-\frac{a}{l}\right) - \left[1+\frac{3}{2}\frac{a}{l}-\frac{3}{2}\frac{a^2}{l^2}\right]\frac{x}{l}\right\} + \frac{P}{6EJ}[(x-a)^3+(x-b)^3]$.
6. Балка на двух опорах с одним защемленным концом и консолью (индекс 0 относится к концу консоли)				
	$A = -\frac{3}{2}\frac{m}{l}$; $B = +\frac{3}{2}\frac{m}{l}$.	$M_A = +\frac{m}{2}$; $M_B = -m$.	$\theta_B = +\frac{ml}{4EJ}$; $\theta_0 = +\frac{5}{4}\frac{ml}{EJ}$.	$f_0 = +\frac{ma}{4EJ}(2a+l)$; $f_{max} = -\frac{ml^2}{27EJ}$; $\left(\text{при } x=2\frac{l}{3}\right)$.

Продолжение табл. 3.1

Схемы	Поперечные силы и опорные реакции	Изгибающие моменты	Углы поворота	Прогибы
	$A = -\frac{3Pa}{2l}$ $B = P\left(1 + \frac{3a}{2l}\right).$	$M_A = \frac{Pa}{2}$; $M_B = -Pa.$	$\vartheta_B = \frac{Pal}{4EJ}$; $\vartheta_0 = \frac{Pa}{4EJ}(2a + l).$	$f_0 = 2\frac{Pa^2}{12EJ}(3l + 4a)$; $f_{\min} = -\frac{Pal^2}{27EJ}$; при $x = 2\frac{l}{3}$.
	$A = \frac{pa}{8}\left(\frac{5l}{a} - \frac{6a}{l}\right)$; $B = \frac{pa}{8}\left(\frac{3l}{a} + \frac{6a}{l} + 8\right).$	$M_A = -\frac{p}{8}(l^2 - 2a^2)$; $M_A = 0$ при $a = 0{,}707l$; $M_B = -\frac{pa^2}{2}.$	$\vartheta_B = \frac{pl}{48EJ}(6a^2 - l^2)$; $\vartheta_0 = \frac{pa^2}{6EJ} + \frac{pl}{48EJ}(6a^2 - l^2).$	$f_0 = \frac{pa^4}{8EJ} + \frac{pla}{48EJ}(6a^2 - l^2)$
7. Балка с обоими защемленными концами				
	$A = B = P$; При $x < a$: $Q_x = P$; При $a < x < b$: $Q_x = 0$; При $b < x < l$; $Q_x = -P.$	При $x < a$: $M_x = P\left(x - \frac{ab}{l}\right)$; $M_A = -P\frac{ab}{l}$; При $a < x < b$: $M_x = P\frac{a^2}{l}$; При $b < x < l$: $M_x = P\left(\frac{a^2}{l} + b - x\right)$; $M_B = -P\frac{ab}{l}.$	$\vartheta_x = \frac{df_x}{dx}.$	При $x < a$: $f_x = \frac{Plx^2}{6EJ}\left(3\frac{ab}{l^2} - \frac{x}{l}\right)$; При $x = a$ $f_a = \frac{Pa^2}{6EJ}\frac{2b - a}{l}$; При $a < x < b$: $f_x = \frac{P}{6EJ}\left[lx^2\left(\frac{3ab}{l^2} - \frac{x}{l}\right) + (x - a)^2\right]$; При $b < x < l$: $f_x = \frac{P}{6EJ}\left[lx^2\left(\frac{3ab}{l^2} - \frac{x}{l}\right) + (x - a)^2 + (x - b)^2\right]$; $f_{\max} = \frac{Pa^2(b - a)}{24EJ}.$

	$A = B = \frac{pl}{2}$; $Q_x = \frac{pl}{2}\left(1 - 2\frac{x}{l}\right)$.	$M_x = -\frac{pl^2}{12}\left(1 - 6\frac{x}{l} + 6\frac{x^2}{l^2}\right)$ $M_A = M_B = -\frac{pl^2}{12}$; $M_{max} = \frac{pl^2}{24}$.	Точки перегиба при $x = 0{,}211l$ и $x = 0{,}789l$.	$f_x = \frac{pl^2x^2}{24EJ}\left(1 - \frac{2x}{l} + \frac{x^2}{l^2}\right)$; $f_{max} = \frac{pl^4}{384EJ}$.
	$A = P\frac{(3a+b)\,b^2}{l^3}$; $B = P\frac{(a+3b)\,a^2}{l^3}$; при $x < a$: $Q_x = A$; при $x > a$: $Q_x = -B$.	При $x < a$: $M_x = P\frac{b^2}{l}\left[\frac{(3a+b)\,x}{l^2} - \frac{a}{l}\right]$; при $x > a$: $M_x = P\frac{b^2}{l}\left[\frac{(3a+b)\,x}{l^2} - \frac{a}{l}\right] - P(x-a)$; $M_A = -P\frac{ab^2}{l^2}$; $M_B = -P\frac{a^2b}{l^2}$; при $x = a$: $M_a = \frac{2Pa^2b^2}{l^3}$.	$\theta_x = \frac{df_x}{dx}$.	При $x < a$: $f_x = \frac{Pb^2x^2}{6EJl}\left(3\frac{a}{l} - \frac{3a+b}{l^2}x\right)$; при $x > a$: $f_x = \frac{P}{6EJ}\left[\frac{b^2x^2}{l}\left(\frac{3a}{l} - \frac{3a+b}{l}\frac{x}{l}\right) + (x-a)^3\right]$; при $x = a$: $f_a = \frac{Pa^3}{3EJ}\frac{b^3}{l^3}$; если $a > b$, то: $f_{max} = \frac{2}{3}\frac{Pa^3b^2}{EJ\,(3a+b)^2}$. при $x = \frac{2al}{3a+b}$; если $a < b$, то: $f_{max} = \frac{2}{3}\frac{Pa^2b^3}{EJ\,(a+3b)^2}$; при $x = \frac{l^2}{a+3b}$.

Продолжение табл. 3.1

Схема	Поперечные силы и опорные реакции	Изгибающие моменты	Углы поворота	Прогибы
	$A = B = \frac{P}{2}$; $Q_x = \pm \frac{P}{2}$.	При $x < \frac{l}{2}$; $M_x = \frac{Pl}{8}\left(\frac{4x}{l} - 1\right)$; $M_A = M_B = -\frac{Pl}{8}$; $M_{\frac{l}{2}} = \frac{Pl}{8}$.	Точки перегиба при: $x = \frac{1}{4} l$; и $x = \frac{3}{4} l$.	При $x < \frac{l}{2}$: $f_x = \frac{Plx^2}{24EJ}\left(\frac{3}{2} - \frac{2x}{l}\right)$; $f_{max} = \frac{Pl^3}{192EJ}$.
	$A = 0{,}15pl$; $B = 0{,}35pl$; $Q_x = \frac{pl}{2}\left(0{,}3 - \frac{x^2}{l^2}\right)$.	$M_x = \frac{pl^2}{60}\left(9\frac{x}{l} - 10\frac{x^3}{l^3} - 2\right)$; $M_A = -\frac{pl^2}{30}$; $M_B = -\frac{pl^2}{20}$; $M_{max} = \frac{pl^2}{46{,}6}$; (при $x = 0{,}548l$).		$f_x = \frac{pl^2x^2}{120EJ}\left(\frac{x^3}{l^3} - 3\frac{x}{l} + 2\right)$; при $x = \frac{l}{2}$: $f_{\frac{l}{2}} = \frac{pl^4}{768EJ}$; $f_{max} = \frac{pl^4}{764EJ}$; (при $x = 0{,}525l$).
	$A = B = \frac{pl}{4}$; При $x < \frac{l}{2}$: $Q_x = \frac{pl}{4}\left(1 - 4\frac{x^2}{l^2}\right.$;	При $x < \frac{l}{2}$: $M_x = \frac{plx}{4}\left(1 - \frac{4x^2}{3l^2}\right) - M_A$; $M_A = -\frac{5}{96} pl^2$; $M_{max} = \frac{pl^2}{32}$. $\left(\text{при } x = \frac{l}{2}\right)$;	При $x < \frac{l}{2}$: $\theta_x = \frac{plx^2}{24EJ}\left(2\frac{x^2}{l^2} - 3\right) + M_A x$.	При $x < \frac{l}{2}$; $f_x = \frac{plx^3}{120EJ}\left(2\frac{x^2}{l^2} - 5\right) +$ $+ M_A \frac{x^2}{2}$; $f_{max} = \frac{7}{3840}\frac{pl^4}{EJ}$. $\left(\text{при } x = \frac{l}{2}\right)$;

29 134

	$A = -B = -\frac{6mab}{l^3}$; $Q_x = -\frac{6mab}{l^3}$.	При $x < a$: $M_x = \frac{mb}{l^2}\left[\frac{6ax}{l} - (2a - b)\right]$; $M_A = \frac{mb}{l^2}(b - 2a)$; при $x = a$: слева $M_{a_1} = \frac{mb}{l^3}(4a^2 + b^2 - ab)$; справа $M_{a_2} = -\frac{ma}{l^3}(a^2 + 4b^2 - ab)$; при $x > a$: $M_x = \frac{ma}{l^2}\left[(a + 4b) - \frac{6bx}{l}\right]$; $M_B = \frac{ma}{l^2}(a - 2b)$.	При $x < a$: $\theta_x = \frac{mb}{EJl^2}\left[(2a - b)x - \frac{3ax^2}{l}\right]$; $\theta_a = \frac{mab}{EJl}(ab - a^2 - b^2)$; при $x > a$: $\theta_x = \frac{ma}{EJl^2}\left[(4b + a)x - \frac{3bx^2}{l}\right] - ma$.	При $x < a$: $f_x = \frac{mb}{EJl^2}\left[(2a - b)\frac{x^2}{2} - \frac{ax^3}{l}\right]$; при $x > a$: $f_x = \frac{ma}{EJl^2}\left[(4b + a)\frac{x^2}{2} - \frac{bx^3}{l}\right] - max + \frac{ma^2}{2}$.

Эпюра моментов имеет вид 1 при расположении m в средней трети, т. е. $\frac{l}{3} < a < \frac{2}{3}l$; при $a = \frac{l}{3}$ момент $M_A = 0$; $M_B = +\frac{m}{9}$; $M_{a_1} = +\frac{4m}{9}$; $M_{a_2} = -\frac{5m}{9}$ и эпюра моментов имеет вид 2; при $a < \frac{l}{3}$ эпюра моментов имеет вид 3.

Таблица 3.2

Изгибающие моменты в сечениях свободно лежащей балки на двух опорах

Схемы нагрузок	Расстояние от опоры в долях пролета													Множитель
	0,00	0,05	0,10	0,15	[illegible]	0,20	0,25	0,30	1/3	0,35	0,40	0,45	0,50	l
P; l/2, l/2	0,000	0,025	0,050	0,075	0,083	0,100	0,125	0,150	0,167	0,175	0,200	0,225	0,250	Pl
P, P; l/3, l/3, l/3	0,000	0,050	0,100	0,150	0,167	0,200	0,250	0,300	0,333	0,333	0,333	0,333	0,333	Pl
P, P, P; l/4, l/4, l/4, l/4	0,000	0,075	0,150	0,225	0,250	0,300	0,375	0,400	0,417	0,425	0,450	0,475	0,500	Pl
P, P, P, P; l/5, l/5, l/5, l/5, l/5	0,000	0,100	0,200	0,300	0,333	0,400	0,450	0,500	0,533	0,550	0,600	0,600	0,600	Pl
P, P, P, P, P; l/6, l/6, l/6, l/6, l/6, l/6	0,000	0,125	0,250	0,375	0,417	0,467	0,542	0,617	0,667	0,675	0,700	0,725	0,750	Pl

q; l	0,000	0,024	0,045	0,064	0,069	0,080	0,094	0,105	0,111	0,114	0,120	0,124	0,125	ql^2
q; l	0,000	0,017	0,033	0,048	0,053	0,062	0,074	0,085	0,091	0,093	0,099	0,103	0,104	ql^2
q; l	0,000	0,012	0,025	0,036	0,040	0,047	0,057	0,066	0,071	0,073	0,079	0,082	0,083	ql^2
q, q; l/2, l/2	0,000	0,012	0,024	0,035	0,039	0,045	0,052	0,057	0,059	0,060	0,062	0,062	0,062	ql^2
q, q, q; l/3, l/3, l/3	0,000	0,012	0,024	0,034	0,037	0,042	0,048	0,053	0,056	0,057	0,061	0,064	0,065	ql^2
q, q, q, q; l/4, l/4, l/4, l/4	0,000	0,012	0,024	0,033	0,035	0,040	0,047	0,053	0,057	0,058	0,061	0,062	0,062	ql^2

Примечание. Таблица может быть использована для построения эпюр M в неразрезных балках и рамах.

Таблица 3.3

Поперечные силы в сечениях балки, свободно лежащей на двух опорах

Схемы нагрузок и эпюры Q	Расстояние от опоры в долях пролета													Множитель
	0,00	0,05	0,10	0,15	1/6	0,20	0,25	0,30	1/3	0,35	0,40	0,45	0,50	*l*
	0,500	0,450	0,400	0,350	0,333	0,300	0,250	0,200	0,167	0,150	0,100	0,050	0,000	*ql*
	0,333	0,328	0,315	0,293	0,284	0,264	0,229	0,189	0,160	0,146	0,099	0,050	0,000	*ql*
	0,250	0,247	0,240	0,227	0,222	0,210	0,187	0,160	0,139	0,127	0,090	0,047	0,000	*ql*
	0,250	0,245	0,230	0,205	0,195	0,170	0,125	0,080	0,056	0,045	0,020	0,005	0,000	*ql*
	0,250	0,242	0,220	0,182	0,167	0,137	0,104	0,087	0,083	0,082	0,070	0,042	0,000	*ql*
	0,250	0,240	0,210	0,165	0,153	0,135	0,125	0,115	0,097	0,085	0,040	0,010	0,000	*ql*

П р и м е ч а н и е. Таблица может быть использована для построения эпюр *Q* в неразрезных балках и рамах.

Литература к расчету однопролетных плит и балок

Инструкция по расчету железобетонных балок, плит и балочных перекрытий, ЦНИПС, Объединенное научно-техническое издательство, 1938.
Справочная книга по расчету самолета на прочность (авторы: М. Ф. Астахов, А. В. Караваев и С. Я. Макаров, Я. Я. Суздальцев), Оборонгиз, 1954.
В. Ф. Иванов, Г. В. Никитин, Справочник по строительной механике, т. I, Издательство «Кубуч» 1953.
Справочник проектировщика промышленных сооружений, т. II расчетно-теоретический, Промстройпроект, Госстройиздат, 1934.
Справочник «Инженерные сооружения», т. I, Машстройиздат, 1950.
В. Ч. Нейшильд, Таблицы для расчета многопролетных многоэтажных рам и неразрезных балок, Госстройиздат, 1933.
А. А. Уманский, Специальный курс строительной механики, ч. I, Госстройиздат, 1935.
С. А. Рогицкий, Расчет рам, Машгиз, 1948.
Справочник машиностроителя, том III, Государственное научно-техническое издательство машиностроительной литературы, 1956.
Справочник по гражданскому строительству, Гостехиздат Украины, изд. II и III, 1958.
Beton-Kalender, Verlag von Wilhelm Ernst und Sohn, Berlin, 1957.
Г. О. Глушков. И. Р. Егоров. В. В. Ермолов, Формулы для расчета рам, справочное пособие, Гостехиздат, 1958.

НЕРАЗРЕЗНЫЕ ПЛИТЫ И БАЛКИ

Ниже приведены таблицы, формулы и графики линий влияния, рекомендуемые для расчета неразрезных плит и балок по упругой стадии и по методу предельного равновесия.

Данные для определения невыгоднейшего расположения временной нагрузки при расчете неразрезных балок с числом пролетов до пяти приведены в табл. 3.4. Временная нагрузка в этой таблице условно изображена жирной линией.

Неразрезные балки, нагруженные равномерно распределенной нагрузкой, рекомендуется рассчитывать методом предельного равновесия, т. е. с учетом пластического перераспределения моментов в предельном состоянии (см. рис. 3.2 и табл. 3.17). Для расчета неразрезных конструкций, в которых в период эксплуатации трещины не допускаются, метод предельного равновесия применять нельзя. В этих случаях может быть использована табл. 3.7.

РАВНОПРОЛЕТНЫЕ ПЛИТЫ И БАЛКИ

Таблица 3.4

Определение невыгоднейшего расположения временной нагрузки

Количество пролетов	Схема нагружения	Усилия	
		max	min
Два	A 1 B 2 C (нагрузка на обоих пролетах)	B	M_B, Q_{1B}
	(нагрузка на 1-м пролете)	M_1, $Q_{1A} = A$	
	(нагрузка на 2-м пролете)		M_1, $Q_{1A} = A$

Продолжение табл. 3.4

Количество пролетов	Схема нагружения	Усилия	
		max	min
Три	A 1 B 2 C 3 D	M_1, $Q_{1A} = A$	M_2
		M_2	M_1, $Q_{1A} = A$
		B, Q_{2B}	M_B, Q_{1B}
		M_B, Q_{1B}	Q_{2B}
Четыре	A 1 B 2 C 3 D 4 E	M_1, $Q_{1A} = A$	M_2
		M_2	M_1, $Q_{1A} = A$
		B, Q_{2B}	M_B, Q_{1B}
		M_B, Q_{1B}	B, Q_{2B}
		C	M_C, Q_{2C}
		M_C, Q_{2C}	C
Пять	A 1 B 2 C 3 D 4 E 5 F	M_1, M_3, $Q_{1A}=A$	M_2
		M_2	M_1, M_3, $Q_{1A}=A$
		B, $Q_{2Б}$	M_B, Q_{1B}
		M_B, Q_{1B}	$Б$, Q_{2B}
		C, Q_{3C}	M_C, Q_{C2}
		M_C, Q_{2C}, Q_{3C},	C

В табл. 3.5 (таблицы Винклера) приведены данные для построения огибающих эпюр изгибающих моментов и поперечных сил в равнопролетных неразрезных балках загруженных равномерно распределенной нагрузкой. Кроме того, приведены формулы для вычисления опорных реакций.

В таблице содержатся данные для расчета двух-, трех-, четырех- и пятипролетных балок.

Таблица 3.5

Изгибающие моменты, поперечные силы и опорные реакции в равнопролетных неразрезных балках, загруженных равномерно распределенной нагрузкой

Два пролета

x/l	Изгибающие моменты: Влияние g	Влияние p: max (+)	Влияние p: min (—)
0,0	0	0	0
0,1	+0,0325	0,0387	0,0062
0,2	+0,0550	0,0675	0,0125
0,3	+0,0675	0,0862	0,0187
0,4	+0,0700	0,0950	0,0250
0,5	+0,0625	0,0937	0,0312
0,6	+0,0450	0,0825	0,0375
0,7	+0,0175	0,0612	0,0437
0,8	—0,0200	0,0300	0,0500
0,85	—0,0425	0,0152	0,0577
0,9	—0,0675	0,0061	0,0736
0,95	—0,0950	0,0014	0,0964
1,00	—0,1250	0	0,1250
Множитель	gl^2	pl^2	pl^2

x/l	Поперечные силы: Влияние g	Влияние p: max (+)	Влияние p: min (—)
0	+0,375	0,4375	0,0625
0,1	+0,275	0,3437	0,0687
0,2	+0,175	0,2624	0,0874
0,3	+0,075	0,1932	0,1182
0,4	—0,025	0,1359	0,1609
0,5	—0,125	0,0898	0,2148
0,6	—0,225	0,0544	0,2794
0,7	—0,325	0,0287	0,3537
0,8	—0,425	0,0119	0,4369
0,9	—0,525	0,0027	0,5277
1,0	—0,625	0	0,6250
Множитель	gl	pl	pl

Опорные реакции:

$$A_{max} = 0{,}3750gl + 0{,}4375pl;$$

$$B_{max} = 1{,}25\,(g + p)\,l.$$

Три пролета

x/l	Изгибающие моменты: Влияние g		Влияние p: max (+)	Влияние p: min (—)
0,1	+0,035		0,040	0,005
0,2	+0,060		0,070	0,010
0,3	+0,075		0,090	0,015
0,4	+0,080		0,100	0,020
0,5	+0,075		0,100	0,025
0,6	+0,060		0,090	0,030
0,7	+0,035		0,070	0,035
0,8	0		0,0402	0,0402
0,85	—0,0212		0,0277	0,0490
0,9	—0,0450		0,0204	0,0654
0,95	—0,0712		0,0171	0,0883
1,00	—0,1000		0,0167	0,1167
1,05	—0,0762		0,0141	0,0903
1,1	—0,0550		0,0151	0,0701
1,15	—0,0362		0,0205	0,0568
1,2	—0,0200		0,030	0,050
1,3	+0,005	0,0217*	0,055	0,050
1,4	+0,020	0,0367*	0,070	0,050
1,5	+0,025	0,0417*	0,075	0,050
Множитель	gl^2		pl^2	pl^2

x/l	Поперечные силы: Влияние g	Влияние p: max (+)	Влияние p: min (—)
0	+0,4	0,4500	0,0500
0,1	+0,3	0,3560	0,0563
0,2	+0,2	0,2752	0,0752
0,3	+0,1	0,2065	0,1065
0,4	0	0,1496	0,1496
0,5	—0,1	0,1042	0,2042
0,6	—0,2	0,0694	0,2694
0,7	—0,3	0,0413	0,3443
0,8	—0,4	0,0280	0,4280
0,9	—0,5	0,0193	0,5191
1,0	—0,6	0,0167	0,6167
1,0	+0,5	0,5833	0,0833
1,1	+0,4	0,4870	0,0870
1,2	+0,3	0,3991	0,0991
1,3	+0,2	0,3210	0,1210
1,4	+0,1	0,2537	0,1537
1,5	0,0	0,1979	0,1979
Множитель	gl	pl	pl

Опорные реакции:

$$A_{max} = 0{,}40gl + 0{,}45pl;$$

$$B_{max} = 1{,}1gl + 1{,}2pl.$$

---

* Момент, если пролет считать как балку с заделанными концами.

Продолжение табл. 3.5

Четыре пролета

x/l	Изгибающие моменты		
	Влияние g	Влияние p	
		max (+)	min (−)
0,1	+0,0343	0,0396	0,0054
0,2	+0,0586	0,0693	0,0107
0,3	+0,0729	0,0889	0,0161
0,4	+0,0771	0,0986	0,0214
0,5	+0,0714	0,0982	0,0268
0,6	+0,0557	0,0879	0,0321
0,7	+0,0300	0,0675	0,0375
0,8	−0,0057	0,0374	0,0431
0,85	−0,0273	0,0248	0,0522
0,9	−0,0514	0,0163	0,0677
0,95	−0,0780	0,0139	0,0920
1,0	−0,1071*	0,0134	0,1205
1,05	−0,0816	0,0116	0,0932
1,1	−0,0586	0,0145	0,0721
1,15	−0,0380	0,0198	0,0578
1,2	−0,0200	0,0300	0,0500
1,3	+0,0086 | +0,0217*	0,0568	0,0482
1,4	+0,0271 | +0,0367*	0,0736	0,0464
1,5	+0,0357 | +0,0417*	0,0804	0,0446
1,6	+0,0343 | +0,0367*	0,0771	0,0429
1,7	+0,0229	0,0639	0,0411
1,8	+0,0014	0,0417	0,0403
1,85	−0,0130	0,0345	0,0475
1,9	−0,0300	0,0310	0,0610
1,95	−0,0495	0,0317	0,0812
2,0	−0,0714 | −0,0833*	0,0357	0,1071
Множитель	gl^2	pl^2	pl^2

x/l	Поперечные силы		
	Влияние g	Влияние p	
		max (+)	min (−)
0,0	+0,3929	0,4464	0,0535
0,1	+0,2929	0,3528	0,0599
0,2	+0,1929	0,2717	0,0788
0,3	+0,0929	0,2029	0,1101
0,4	−0,0071	0,1461	0,1533
0,5	−0,1071	0,1007	0,2079
0,6	−0,2071	0,0660	0,2731
0,7	−0,3071	0,0410	0,3481
0,8	−0,4071	0,0247	0,4319
0,9	−0,5071	0,0160	0,5231
1,0	−0,6071	0,0134	0,6205
1,0	+0,5357	0,6027	0,0670
1,1	+0,4357	0,5064	0,0707
1,2	+0,3357	0,4187	0,0830
1,3	+0,2357	0,3410	0,1153
1,4	+0,1357	0,2742	0,1385
1,5	+0,0357	0,2190	0,1833
1,6	−0,0643	0,1755	0,2398
1,7	−0,1643	0,1435	0,3078
1,8	−0,2643	0,1222	0,3865
1,9	−0,3643	0,1106	0,4749
2,0	−0,4643	0,1071	0,5714
Множитель	gl	pl	pl

Опорные реакции:

$$A_{max} = 0{,}3929gl + 0{,}4464pl;$$

$$B_{max} = 1{,}1428gl + 1{,}2232pl;$$

$$C_{max} = 0{,}9286gl + 1{,}1428pl.$$

* Момент, если пролет считать как балку с заделанными концами.

Продолжение табл. 3.5

Пять пролетов

x/l	Изгибающие моменты: Влияние g	Влияние p: max (+)	Влияние p: min (—)
0,1	+0,0345	0,0397	0,0053
0,2	+0,0589	0,0695	0,0105
0,3	+0,0734	0,0892	0,0158
0,4	+0,0779	0,0989	0,0211
0,5	+0,0724	0,0987	0,0263
0,6	+0,0568	0,0884	0,0316
0,7	+0,0313	0,0682	0,0368
0,8	—0,0042	0,0381	0,0423
0,9	—0,0497	0,0183	0,0680
1,0	—0,1053	0,0144	0,1196
1,1	—0,0576	0,0140	0,0717
1,2	—0,0200	0,0300	0,0500
1,3	+0,0076 / +0,0217*	0,0563	0,0487
1,4	+0,0253 / +0,0367*	0,0726	0,0474
1,5	+0,0329 / +0,0417*	0,0789	0,0461
1,6	+0,0305 / +0,0367*	0,0753	0,0447
1,7	+0,0182 / +0,0217*	0,0616	0,0434
1,8	—0,0042	0,0389	0,0432
1,9	—0,0366	0,0280	0,0646
2,0	—0,0799 / —0,0833*	0,0323	0,1112
2,1	—0,0339	0,0293	0,0633
2,2	+0,0011	0,0416	0,0405
2,3	+0,0261	0,0655	0,0395
2,4	+0,0411	0,0805	0,0395
2,5	+0,0461	0,0855	0,0395
Множитель	gl^2	pl^2	pl^2

x/l	Поперечные силы: Влияние g	Влияние p: max (+)	Влияние p: min (—)
0,0	+0,3947	0,4474	0,0526
0,1	+0,2947	0,3537	0,0590
0,2	+0,1947	0,2726	0,0779
0,3	+0,0947	0,2039	0,1091
0,4	—0,0053	0,1471	0,1524
0,5	—0,1053	0,1017	0,2069
0,6	—0,2053	0,0669	0,2722
0,7	—0,3053	0,0419	0,3472
0,8	—0,4053	0,0257	0,4309
0,9	—0,5053	0,0169	0,5222
1,0	—0,6053	0,0144	0,6196
1,0	+0,5263	0,5981	0,0718
1,1	+0,4263	0,5018	0,0755
1,2	+0,3263	0,4141	0,0878
1,3	+0,2263	0,3364	0,1101
1,4	+0,1263	0,2697	0,1434
1,5	+0,0263	0,2146	0,1882
1,6	—0,0737	0,1711	0,2448
1,7	—0,1737	0,1391	0,3128
1,8	—0,2737	0,1179	0,3916
1,9	—0,3737	0,1063	0,4800
2,0	—0,4737	0,1029	0,5766
2,0	+0,5000	0,5907	0,0909
2,1	+0,4000	0,4944	0,0944
2,2	+0,3000	0,4063	0,1063
2,3	+0,2000	0,3279	0,1279
2,4	+0,1000	0,2604	0,1604
2,5	0	0,2045	0,2045
Множитель	gl	pl	pl

Опорные реакции:

$A_{max} = 0{,}3947gl + 0{,}4474pl;$

$B_{max} = 1{,}1316gl + 1{,}2177pl;$

$C_{max} = 0{,}9737gl + 1{,}1675pl.$

В табл. 3.6 (таблицы Менша) приведены ординаты для построения огибающих эпюр изгибающих моментов и поперечных сил в равнопролетных неразрезных балках, загруженных сосредоточенной нагрузкой, а также формулы для вычисления опорных реакций.

В таблице содержатся данные для расчета двух-, трех- и четырехпролетных балок.

Таблица предназначена для расчета главных балок при передаче сосредоточенной нагрузки от одной, двух и трех второстепенных балок.

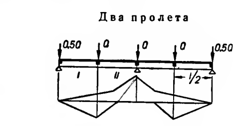
Для пятипролетных балок значения усилий в характерных точках даны в табл. 3.7.

* Момент, если пролет считать как балку с заделанными концами.

Таблица 3.6

Изгибающие моменты, поперечные силы и опорные реакции в равнопролетных неразрезных балках, нагруженных сосредоточенными силами

Два пролета



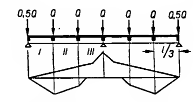
x/l	Изгибающие моменты		
	Влияние G	Влияние P	
		max (+)	min (—)
0,0	0,0	0,0	0,0
0,5	+ 0,1563	0,2031	0,0469
0,842	— 0,0789	0,0	0,0789
1,0	— 0,1875	0,0	0,1875
Множитель	Gl	Pl	Pl

Участки	Поперечные силы		
	Влияние G	Влияние P	
		max (+)	min (—)
I	0,3125	0,4063	0,0938
II	— 0,6875	0,0	0,6875
Множитель	G	P	P

Опорные реакции:

$A_{max} = 0{,}8125\,G + 0{,}9063\,P$;

$B_{max} = 2{,}3750\,(G + P)$.



x/l	Изгибающие моменты		
	Влияние G	Влияние P	
		max (+)	min (—)
0,0	0,0	0,0	0,0
0,333	+ 0,2222	0,2778	0,0556
0,667	+ 0,1111	0,2222	0,1111
0,8572	— 0,1430	0,0	0,1430
1,0	— 0,3333	0,0	0,3333
Множитель	Gl	Pl	Pl

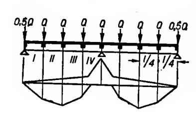
Участки	Поперечные силы		
	Влияние G	Влияние P	
		max (+)	min (—)
I	0,6667	0,8333	0,1667
II	— 0,3333	0,2407	0,5741
III	— 1 3333	0,0	1,3333
Множитель	G	P	P

Опорные реакции:

$A_{max} = 1{,}1667\,G + 1{,}333\,P$;

$B_{max} = 3{,}6667\,(G + P)$.

Продолжение табл. 3.6



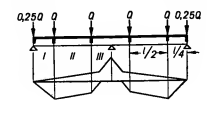
x/l	Изгибающие моменты: Влияние G	Влияние P: max (+)	Влияние P: min (—)
0,0	0,0	0,0	0,0
0,25	+ 0,2576	0,3164	0,0587
0,50	+ 0,2653	0,3826	0,1174
0,75	+ 0,0230	0,1990	0,1760
0,8648	— 0,2025	0,0	0,2025
1,0	— 0,4688	0,0	0,4688
Множитель	*Gl*	*Pl*	*Pl*

Участки	Поперечные силы: Влияние G	Влияние P: max (+)	Влияние P: min (—)
I	1,0306	1,2653	0,2347
II	0,0306	0,5749	0,5443
III	— 0,9694	0,1679	1,1373
IV	— 1,9694	0,0	1,9694
Множитель	*G*	*P*	*P*

Опорные реакции:

$A_{max} = 1{,}5306\,G + 1{,}7653\,P;$

$B_{max} = 4{,}9388\,(G + P).$



x/l	Изгибающие моменты: Влияние G	Влияние P: max (+)	Влияние P: min (—)
0,0	0,0	0,0	0,0
0,25	+ 0,1795	0,2148	0,0352
0,75	+ 0,0390	0,1445	0,1055
0,877	— 0,1230	0,0	0,1230
1,0	— 0,2812	0,0	0,2812
Множитель	*Gl*	*Pl*	*Pl*

Участки	Поперечные силы: Влияние G	Влияние P: max (+)	Влияние P: min (—)
I	0,7186	0,8594	0,1407
II	— 0,2813	0,1679	0,4492
III	— 1,2813	0,0	1,2813
Множитель	*G*	*P*	*P*

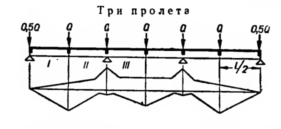
Опорные реакции:

$A_{max} = 0{,}9686 + 1{,}1094\,P;$

$B_{max} = 2{,}5625\,(G + P)$


Продолжение табл. 3.6

Три пролета

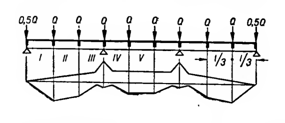


x/l	Изгибающие моменты			Участки	Поперечные силы		
	Влияние G	Влияние P			Влияние G	Влияние P	
		max (+)	min (—)			max (+)	min (—)
0,0	0,0	0,0	0,0	I	0,3500	0,4250	0,0755
0,5	+ 0,1750	0,2125	0,0375	II	—0,6500	0,0250	0,6750
0,833	— 0,0416	0,0208	0,0625	III	0,5000	0,6250	0,1250
1,0	— 0,1500	0,0250	0,1750	Множитель	G	P	P
1,15	— 0,0750	0,0063	0,0813				
1,20	— 0,0500	0,0250	0,0750				
1,50	+ 0,1000	0,1750	0,0750				
Множитель	Gl	Pl	Pl				

Опорные реакции:

$A_{max} = 0{,}8500\,G + 0{,}9250\,P;$

$B_{max} = 2{,}1500\,G + 2{,}3000\,P.$



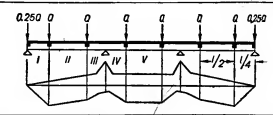
x/l	Изгибающие моменты			Участки	Поперечные силы		
	Влияние G	Влияние P			Влияние G	Влияние P	
		max (+)	min (—)			max (+)	min (—)
0,0	0,0	0,0	0,0	I	0,7333	0,8667	0,1332
0,333	+ 0,2444	0,2889	0,0444	II	— 0,2667	0,2790	0,5457
0,667	+ 0,1555	0,2444	0,0889	III	— 1,2667	0,0444	1,3111
0,849	— 0,0750	0,0377	0,1127	IV	1,0000	1,2222	0,2222
1,00	— 0,2667	0,0444	0,3111	V	0,0	0,5333	0,5333
1,133	— 0,1333	0,0133	0,1467	Множитель	G	P	P
1,20	— 0,0667	0,0667	0,1333				
1,333	+ 0,0667	0,2000	0,1333				
1,50	+ 0,0667	0,2000	0,1333				
Множитель	Gl	Pl	Pl				

Опорные реакции:

$A_{max} = 1{,}2333\,G + 1{,}3667\,P;$

$B_{max} = 3{,}2667\,G + 3{,}5333\,P.$

Продолжение табл. 3.6



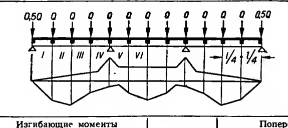
x/l	Изгибающие моменты: Влияние G	Влияние P: max (+)	Влияние P: min (—)
0,0	0,0	0,0	0,0
0,25	+ 0,1938	0,2219	0,0281
0,75	+ 0,0813	0,1654	0,0844
0,87	— 0,0655	0,0325	0,0980
1,00	— 0,2250	0,0375	0,2625
1,1125	— 0,1125	0,0164	0,1290
1,20	— 0,0250	0,0875	0,1125
1,25	+ 0,0250	0,1375	0,1125
1,50	+ 0,0250	0,1375	0,1125
Множитель	Gl	Pl	Pl

Участки	Поперечные силы: Влияние G	Влияние P: max (+)	Влияние P: min (—)
I	0,7750	0,8875	0,1125
II	— 0,2250	0,2000	0,4250
III	— 1,2250	0,0375	1,2625
IV	1,0000	1,1875	0,1875
V	0,0	0,4050	0,4050
Множитель	G	P	P

Опорные реакции:

$A_{max} = 1,0250\,G + 1,1375\,P;$

$B_{max} = 2,2250\,G + 2,4500\,P.$



x/l	Изгибающие моменты: Влияние G	Влияние P: max (+)	Влияние P: min (—)
0,00	0,0	0,0	0,0
0,25	+ 0,2813	0,3281	0,0469
0,50	+ 0,3125	0,4062	0,0938
0,75	+ 0,0938	0,2344	0,1406
0,837	— 0,1070	0,0535	0,1605
1,00	— 0,3750	0,0625	0,4375
1,125	— 0,1875	0,0232	0,2107
1,20	— 0,0750	0,1125	0,1875
1,25	0,0	0,1875	0,1875
1,50	+ 0,1250	0,3125	0,1875
Множитель	Gl	Pl	Pl

Участки	Поперечные силы: Влияние G	Влияние P: max (+)	Влияние P: min (—)
I	1,1250	1,3125	0,1875
II	0,1250	0,6250	0,5000
III	— 0,8750	0,2250	1,1000
IV	— 1,8750	0,0625	1,9375
V	1,5000	1,8125	0,3125
VI	0,5000	1,0325	0,5300
Множитель	G	P	P

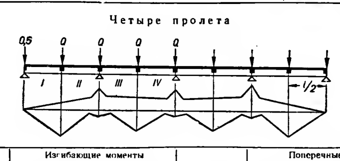
Опорные реакции:

$A_{max} = 1,6250\,G + 1,8125\,P;$

$B_{max} = 4,3750\,G + 4,7500\,P.$

Продолжение табл. 3.6

Четыре пролета



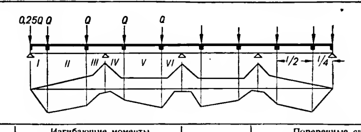
x/l	Изгибающие моменты			Участки	Поперечные силы		
	Влияние G	Влияние P			Влияние G	Влияние P	
		max (+)	min (—)			max (+)	min (—)
0,0	0,0	0,0	0,0	I	0,3393	0,4196	0,0804
0,5	+ 0,1697	0,2098	0,0402	II	— 0,6607	0,0201	0,7410
0,833	— 0,0503	0,0168	0,0670	III	0,5536	0,6540	0,1004
1,0	— 0,1607	0,0201	0,1808	IV	— 0,4464	0,1607	0,6071
1,147	— 0,0781	0,0048	0,0830				
1,20	— 0,0500	0,0250	0,0750	Множитель	G	P	P
1,50	+ 0,1161	0,1830	0,0670				
1,79	+ 0,0134	0,0458	0,0592				
1,835	— 0,0362	0,0282	0,0644				
2,0	— 0,1072	0,0`36	0,1607				
Множитель	Gl	Pl	Pl				

Опорные реакции:

$A_{max} = 0{,}8393\,G + 0{,}9196\,P;$

$B_{max} = 2{,}2143\,G + 2{,}3348\,P;$

$C_{max} = 1\ 8928\,G + 2{,}2142\,P.$



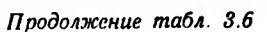
x/l	Изгибающие моменты			Участки	Поперечные силы		
	Влияние G	Влияние P			Влияние G	Влияние P	
		max (+)	min (—)			max (+)	min (—)
0,0	0,0	0,0	0,0	I	0,7589	0,8795	0,1205
0,25	+ 0,1897	0,2199	0,0301	II	— 0,2411	0,1922	0,4333
0,75	+ 0,0692	0,1596	0,0904	III	— 1,2411	0,0301	1,2712
0,869	— 0,0785	0,0261	0,1045	IV	1,0804	1,2310	0,1507
1,00	— 0,2411	0,0301	0,2712	V	0,0804	0,4851	0,4047
1,112	— 0,1200	0,0133	0,1333	VI	— 0,9196	0,2411	1,1607
1,20	— 0,0250	0,0880	0,1130				
1,25	+ 0,0290	0,1395	0,1105	Множитель	G	P	P
1,50	+ 0,0491	0,1495	0,1005				
1,75	+ 0,0692	0,1596	0,0904				
1,79	+ 0,0325	0,1213	0,0887				
1,882	— 0,0515	0,0510	0,1025				
2,0	— 0,1607	0,0804	0,2410				
Множитель	Gl	Pl	Pl				

Опорные реакции:

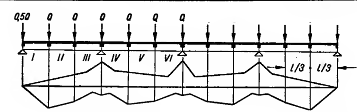
$A_{max} = 1{,}0089\,G + 1{,}1295\,P;$

$B_{max} = 2{,}3215\,G + 2{,}5022\,P;$

$C_{max} = 1{,}8392\,G + 2{,}3214\,P.$



Продолжение табл. 3.6



x/l	Изгибающие моменты. Влияние G	Влияние P max (+)	Влияние P min (−)
0,0	0,0	0,0	0,0
0,333	+ 0,2381	0,2857	0,0476
0,667	+ 0,1429	0,2381	0,0958
0,848	— 0,0907	0,0303	0,1211
1,0	— 0,2857	0,0357	0,3214
1,133	— 0,1400	0,0127	0,1528
1,20	— 0,0667	0,0667	0,1333
1,333	+ 0,0794	0,2063	0,1270
1,667	+ 0,1111	0,2222	0,1111
1,79	0,0	0,1053	0,1053
1,858	— 0,0623	0,0547	0,1170
2,00	— 0,1905	0,0952	0,2857
Множитель	*Gl*	*Pl*	*Pl*

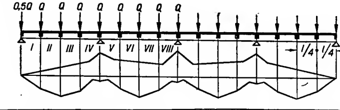
Участки	Поперечные силы. Влияние G	Влияние P max (+)	Влияние P min (−)
I	0,7143	0,8571	0,1428
II	— 0,2857	0,2698	0,5555
III	— 1,2857	0,0357	1,3214
IV	1,0953	1,2738	0,1785
V	0,0953	0,5874	0,4921
VI	— 0,9047	0,2858	1,1905
Множитель	*G*	*P*	*P*

Опорные реакции:

$A_{max} = 1,2143\,G + 1,3571\,P$;

$B_{max} = 3,3810\,G + 3,5952\,P$;

$C_{max} = 2,8094\,G + 3,3810\,P$.



x/l	Изгибающие моменты. Влияние G	Влияние P max (+)	Влияние P min (−)
0,0	0,0	0,0	0,0
0,25	+ 0,2746	0,3248	0,0503
0,50	+ 0,2991	0,3996	0,1004
0,75	+ 0,0736	0,2243	0,1506
0,8567	— 0,1295	0,0431	0,1726
1,0	— 0,4018	0,0503	0,4520
1,124	— 0,1988	0,0192	0,2180
1,20	— 0,0750	0,1125	0,1875
1,25	— 0,006	0,1908	0,1842
1,50	+ 0,1651	0,3325	0,1675
1,75	+ 0,0736	0,2243	0,1507
1,79	+ 0,0195	0,1670	0,1475
1,8675	— 0,0870	0,0805	0,1675
2,0	— 0,2679	0,1339	0,4018
Множитель	*Gl*	*Pl*	*Pl*

Участки	Поперечные силы. Влияние G	Влияние P max (+)	Влияние P min (−)
I	1,0982	1,2991	0,2009
II	0,0982	0,6118	0,5137
III	— 0,9018	0,2123	1,1142
IV	— 1,9018	0,0502	1,9520
V	1,6339	1,8851	0,2511
VI	0,6339	1,1392	0,5053
VII	— 0,3661	0,6458	1,0120
VIII	— 1,3661	0,4517	1,7678
Множитель	*G*	*P*	*P*

Опорные реакции:

$A_{max} = 1,5982\,G + 1,7991\,P$;

$B_{max} = 4,5357\,G + 4,8371\,P$;

$C_{max} = 3,7322\,G + 4,5356\,P$.

Изгибающие моменты, поперечные силы и опорные

Схема расположения нагрузки	Изгибающие моменты, перерезывающие силы, опорные реакции	Способ	
		$x=0,4\div0,5l$, q, l	P, $l/2$, $l/2$
Двухпролетная			
0,200l, 0,200l; A 1 B 2 C	M_{11}	$0{,}070pl^2$	$0{,}156Pl$
	M_{12}	—	—
	M_{13}	—	—
	M_B (min)	$-0{,}125pl^2$	$-0{,}188Pl$
	$A=Q_{1A}$	$0{,}375pl$	$0{,}313P$
	B (max)	$1{,}250pl$	$1{,}375P$
	Q_{1B} (min)	$-0{,}625pl$	$-0{,}688P$
A 1 B 2 C	M_{11} (max)	$0{,}096pl^2$	$0{,}203Pl$
	M_{12} (max)	—	—
	M_{13} (max)	—	—
	M_B	$-0{,}063pl^2$	$-0{,}094Pl$
	$A=Q_{1A}$ (max)	$0{,}438pl$	$0{,}406P$
A 1 B 2 C	M_{11} (min)	—	$-0{,}047\ Pl$
	M_{12} (min)	—	—
	M_{13} (min)	—	—
	$A=Q_{1A}$ (min)	$-0{,}063pl$	$-0{,}094\ P$
Трехпролетная			
0,2105l, 0,200l; A 1 B 2 C 3 D	M_{11}	$0{,}080pl^2$	$0{,}175Pl$
	M_{12}	—	—
	M_{13}	—	—
	M_{21}	$0{,}025pl^2$	$0{,}100Pl$
	M_{22}	—	—
	M_B	$-0{,}100pl^2$	$-0{,}150Pl$
	$A=Q_{1A}$	$0{,}400pl$	$0{,}350P$
	B	$1{,}100pl$	$1{,}150P$
	Q_{1B}	$-0{,}600pl$	$-0{,}650P$
	$Q_{2B}=-Q_{2C}$	$0{,}500pl$	$0{,}500P$
A 1 B 2 C 3 D	M_{11} (max)	$0{,}101pl^2$	$0{,}213Pl$
	M_{12} (max)	—	—
	M_{13} (max)	—	—
	M_{21} (min)	$-0{,}050pl^2$	$-0{,}075Pl$
	M_{22} (min)	—	—
	M_B	$-0{,}050pl^2$	$-0{,}075Pl$
	$A=Q_{1A}$ (max)	$0{,}450pl$	$0{,}425P$

*) При данном нагружении эта величина не является максимальной (минимальной). даны в скобках.

Таблица 3.7

реакции в равнопролетных неразрезных балках

загружения нагруженных пролетов			
P P 1 2 l/3 l/3 l/3	P P 1 2 l/4 l/2 l/4	P P P 1 2 3 l/6 l/3 l/3 l/6	P P P 1 2 3 l/4 l/4 l/4 l/4
балка			
0,222*Pl* 0,111*Pl* — — 0,333 *Pl* 0,667 *P* 2,667 *P* — 1,333 *P*	0,180 *Pl* 0,039 *Pl* — — 0,281 *Pl* 0,719 *P* 2,563 *P* — 1,281 *P*	0,258 *Pl* 0,266 *Pl* 0,023 *Pl* — 0,469 *Pl* 1,031 *P* 3,938 *P* — 1,969 *P*	0,184 *Pl* 0,219 *Pl* — 0,080 *Pl* — 0,396 *Pl* 1,104 *P* 3,792 *P* — 1,896 *P*
0,278 *Pl* 0,222 *Pl* — — 0,167 *Pl* 0,833 *P*	0,215 *Pl* 0,145 *Pl* — — 0,141 *Pl* 0,859 *P*	0,316 *Pl* 0,383 *Pl* 0,200 *Pl* — 0,234 *Pl* 1,266 *P*	0,217 *Pl* 0,318 *Pl* 0,085 *Pl* — 0,198 *Pl* 1,302 *P*
— 0,056 *Pl* — 0,111 *Pl* — — 0,167 *P*	— 0,035 *Pl* — 0,106 *Pl* — — 0,141 *P*	— 0,059 *Pl* — 0,117 *Pl* — 0,176 *Pl* — 0,234 *P*	— 0,033 *Pl* — 0,099 *Pl* — 0,165 *Pl* — 0,198 *P*
балка			
0,244 *Pl* 0,156 *Pl* — 0,067 *Pl* 0,067 *Pl* — 0,267 *Pl* 0,733 *P* 2,267 *P* — 1,267 *P* 1,000 *P*	0,194 *Pl* 0,081 *Pl* — 0,025 *Pl* 0,025 *Pl* — 0,225 *Pl* 0,775 *P* 2,225 *P* — 1,225 *P* 1,000 *P*	0,281 *Pl* 0,313 *Pl* 0,094 *Pl* — 0,125 *Pl* — 0,375 *Pl* 1,125 *P* 3,375 *P* — 1,875 *P* 1,500 *P*	0,197 *Pl* 0,258 *Pl* — 0,014 *Pl* — 0,067 *Pl* 0,100 *Pl* — 0,317 *Pl* 1,183 *P* 3,317 *P* — 1,817 *P* 1,500 *P*
0,289 *Pl* 0,244 *Pl* — — 0,133 *Pl* — 0,133 *Pl* — 0,133 *Pl* 0,867 *P*	0,222 *Pl* 0,166 *Pl* — — 0,113 *Pl* — 0,113 *Pl* — 0,113 *Pl* 0,888 *P*	0,328 *Pl* 0,406 *Pl* 0,234 *Pl* — 0,188 *Pl* — 0,188 *Pl* — 0,188 *Pl* 1,313 *P*	0,224 *Pl* 0,338 *Pl* 0,118 *Pl* — 0,158 *Pl* (— 0,167 *Pl*) * — 0,158 *Pl* — 0,158 *Pl* 1,342 *P*

Максимальные (минимальные) значения получены при другом варианте нагружения и

Схема расположения нагрузки	Изгибающие моменты пе перезывающие силы, опорные реакции	Способ	
		$x=0,4\div0,5l$; l	P; $l/2$ $l/2$
A 1 B 2 C 3 D	M_{11} (min) M_{12} (min) M_{13} (min) M_{21} (max) M_{22} (max) M_B $A=Q_{1A}$ (min)	— — — 0,075 pl^2 — —0,050 pl^2 —0.050 pl	—0,038 Pl — — 0,175 Pl — —0,075 Pl —0,075 P
A 1 B 2 C 3 D	M_B (min) M_C B (max) Q_{1B} (min) Q_{2B} (max)	0,117 pl^2 —0,033 pl^2 1,200 pl —0,617 pl 0,583 pl	—0,175Pl —0,050Pl 1,300P —0,675P 0,625P
A 1 B 2 C 3 D	M_B(max) M_C Q_{1B} (max) Q_{2C} (min)	0,017 pl^2 —0,067 pl^2 0,017 pl —0.083 pl	0 025 Pl —0,100 Pl 0,025 P —0,125 P
		Четырехпролетная	
0,2113l 0,2000l 0,2105l A 1 B 2 C 3 D 4 E l l l l	M_{11} M_{12} M_{13} M_{21} M_{22} M_{23} M_B M_C $A=Q_{1A}$ B C Q_{1B} Q_{2B} Q_{2C}	0,077 pl^2 — — 0,037 pl^2 — — —0,107pl^2 —0,071pl^2 0,393pl 1,143pl 0,929pl —0.607pl 0,536pl —0.464pl	0,170 Pl — — 0,116 Pl — — —0,161Pl —0.107P 0,339Pl 1,214P 0,892P —0,661P 0.554P —0.446P
A 1 B 2 C 3 D 4 E	M_{11} (max) M_{12} (max) M_{13} (max) M_{21} (min) M_{22} (min) M_{23} (min) M_B M_C $A=Q_{1A}$ (max)	0,100pl^2 — — — — — —0,054pl^2 —0,036pl^2 0.446pl	0,210Pl — — —0,067 Pl — — —0,080Pl —0,054Pl 0.420P

* При данном нагружении эта величина не является максимальной (минимальной) и даны в скобках

Продолжение табл. 3.7

загружения нагруженных пролетов

P P, пролеты 1 2; l/3 l/3 l/3	P P, пролеты 1 2; l/4 l/2 l/4	P P P, пролеты 1 2 3; l/6 l/3 l/3 l/6	P P P, пролеты 1 2 3; l/4 l/4 l/4 l/4
−0,044 *Pl*	−0,028*Pl*	−0,047*Pl*	−0,026*Pl*
−0,089*Pl*	−0,084*Pl*	−0,094*Pl*	−0,079*Pl*
—	—	−0,141*Pl*	−0,132*Pl*
0,200*Pl*	0,138*Pl*	0,188*Pl*	0,092 *Pl* (0,100 *Pl*)*
0,200*Pl*	0,138*Pl*	0,313*Pl*	0,258*Pl*
−0,133*Pl*	−0,113*Pl*	−0,188*Pl*	−0,158*Pl*
−0,133*P*	−0,113*P*	−0,188*P*	−0,158*P*
−0,311*Pl*	−0,263*Pl*	−0,438*Pl*	−0,369 *Pl*
−0,089*Pl*	−0,075*Pl*	−0,125*Pl*	−0,106 *Pl*
2,533*P*	2,450*P*	3,750*P*	3,633 *P*
−1,311*P*	−1,263*P*	−1,937*P*	−1,869 *P*
1,222*P*	1,188*P*	1,813*P*	1,764 *P*
0,044 *Pl*	0,038*Pl*	0,063 *Pl*	0,053*Pl*
−0,178*Pl*	−0,150*Pl*	−0,250 *Pl*	−0,211*Pl*
0,044*P*	0,038*P*	0,063 *P*	0,053*P*
−0,222*P*	−0,188*P*	−0,313 *P*	−0,264*P*
балка			
0,238*Pl*	0,190*Pl*	0,275*Pl*	0,193*Pl*
0,143*Pl*	0,069*Pl*	0,299*Pl*	0,247*Pl*
—	—	0,074*Pl*	−0,033*Pl*
0,079*Pl*	0,029*Pl*	0,007*Pl*	−0,070*Pl*
0,111*Pl*	0,069*Pl*	0,165*Pl*	0,134*Pl*
—	—	0,074*Pl*	0,005*Pl*
−0,286*Pl*	−0,241*Pl*	−0,402*Pl*	−0,339*Pl*
−0,190*Pl*	−0,161*Pl*	−0,268*Pl*	−0,226*Pl*
0,714*P*	0,759*P*	1,098*P*	1,161*P*
2,381*P*	2,321*P*	3,536*P*	3,452*P*
1,810*P*	1,839*P*	2,732*P*	2,774*P*
−1,286*P*	−1,241*P*	−1,902*P*	−1,839*P*
1,095*P*	1,080*P*	1,634*P*	1,613*P*
−0,905*P*	−0,920*P*	−1,366*P*	−1,387*P*
0,286*Pl*	0,220*Pl*	0,325*Pl*	0,222*Pl*
0,238*Pl*	0,160*Pl*	0,400*Pl*	0,332*Pl*
—	—	0,224*Pl*	0,109*Pl*
−0,127*Pl*	−0,110*Pl*	−0,184*Pl*	−0,160*Pl* (−0,170*Pl*)*
−0,111*Pl*	−0,090*Pl*	−0,167*Pl*	−0,141*Pl*
—	—	−0,151*Pl*	−0,123*Pl* (−0,134*Pl*)*
−0,143*Pl*	−0,121*Pl*	−0,201*Pl*	−0,170*Pl*
−0,095*Pl*	−0,080*Pl*	−0,134*Pl*	−0,113*Pl*
0,857*P*	0,879*P*	1,299*P*	1,330*P*

Максимальные (минимальные) значения получены при другом варианте нагружения

Схема расположения нагрузки	Изгибающие моменты, перерезывающие силы, опорные реакции	Способ	
		$x=0{,}4\div0{,}5l$; l	P; $l/2$ $l/2$
A 1 B 2 C 3 D 4 E	M_{11} (min)	—	$-0{,}040Pl$
	M_{12} (min)	—	—
	M_{13} (min)	—	—
	M_{21} (max)	$0{,}080pl^2$	$-0{,}183Pl$
	M_{22} (max)	—	—
	M_{23} (max)	—	—
	M_B	$-0{,}054pl^2$	$-0{,}080Pl$
	M_C	$-0{,}036pl^2$	$-0{,}054Pl$
	$A=Q_{1A}$(min)	$-0{,}054pl$	$-0{,}080P$
A 1 B 2 C 3 D 4 E	M_B (min)	$-0{,}121pl^2$	$-0{,}181Pl$
	M_C	$-0{,}018pl^2$	$-0{,}027Pl$
	M_D	$-0{,}058pl^2$	$-0{,}087Pl$
	B (max)	$1{,}223pl$	$1{,}335P$
	Q_{1B} (min)	$-0{,}621pl$	$-0{,}681P$
	Q_{2B} (max)	$0{,}603pl$	$0{,}654P$
A 1 B 2 C 3 D 4 E	M_B (max)	$0{,}013pl^2$	$0{,}020Pl$
	M_C	$-0{,}054pl^2$	$-0{,}080Pl$
	M_D	$-0{,}049pl^2$	$-0{,}074Pl$
	B (min)	$-0{,}080pl$	$-0{,}121P$
	Q_{1B} (max)	$0{,}013pl$	$0{,}020P$
	Q_{2B} (min)	$-0{,}067pl$	$-0{,}100P$
A 1 B 2 C 3 D 4 E	M_B	$-0{,}036pl^2$	$-0{,}054\ Pl$
	M_C (min)	$-0{,}107pl^2$	$-0{,}161\ Pl$
	C (max)	$1{,}143pl$	$1{,}214\ P$
	Q_{2C}(min)	$-0{,}571pl$	$-0{,}607\ P$
A 1 B 2 C 3 D 4 E	M_B	$-0{,}071pl^2$	$-0{,}107Pl$
	M_C(max)	$0{,}036pl^2$	$0{,}054Pl$
	C (min)	$-0{,}214pl$	$-0{,}321P$
	Q_{2C}(max)	$0{,}107pl$	$0{,}161P$
			Пятипролетная
0,2113l 0,2000l 0,2105l 0,2113l; A 1 B 2 C 3 D 4 E 5 F; l l l l l	M_{11}	$0{,}078pl^2$	$0{,}171Pl$
	M_{12}	—	—
	M_{13}	—	—
	M_{21}	$0{,}033pl^2$	$0{,}112Pl$
	M_{22}	—	—
	M_{23}	—	—
	M_{31}	$0{,}046pl^2$	$0{,}132Pl$
	M_{32}	—	—
	M_B	$-0{,}105pl^2$	$-0{,}158Pl$
	M_C	$-0{,}079pl^2$	$-0{,}118Pl$
	$A=Q_{1A}$	$0{,}395pl$	$0{,}342P$
	B	$1{,}132pl$	$1{,}197P$
	C	$0{,}974pl$	$0{,}960P$
	Q_{1B}	$-0{,}605pl$	$-0{,}658P$
	Q_{2B}	$0{,}526pl$	$0{,}540P$
	Q_{2C}	$-0{,}474pl$	$-0{,}460P$
	Q_{3C}	$0{,}500pl$	$0{,}500P$

* При данном нагружении эта величина не является максимальной (минимальной). и даны в скобках.

Продолжение табл. 3.7

загружения нагруженных пролетов			
P P; 1 2; l/3 l/3 l/3	P P; 1 2; l/4 l/2 l/4	P P P; 1 2 3; l/6 l/3 l/3 l/6	P P P; 1 2 3; l/4 l/4 l/4 l/4
−0,048*P*	−0,030*Pl*	−0,050*Pl*	−0,028*Pl*
−0,095*Pl*	−0,090*Pl*	−0,110*Pl*	−0,085*Pl*
—	—	−0,151*Pl*	−0,141*Pl*
0,206*Pl*	0,140*Pl*	0,191*Pl*	0,090*Pl* (0,099*Pl*) *
0,222*Pl*	0,160*Pl*	0,333*Pl*	0,275*Pl*
—	—	0,224*Pl*	0,127*Pl* (0,139*Pl*) *
−0,143*Pl*	−0,121*Pl*	−0,201*Pl*	−0,170*Pl*
−0,095*Pl*	−0,080*Pl*	−0,134*Pl*	−0,113*Pl*
−0,143*P*	−0,121*P*	−0,201*P*	−0,170*P*
−0,321*Pl*	−0,271*Pl*	−0,452*Pl*	−0,382*Pl*
−0,048*Pl*	−0,040*Pl*	−0,067*Pl*	−0,057*Pl*
−0,155*Pl*	−0,131*Pl*	−0,218*Pl*	−0,184*Pl*
2,595*P*	2,502*P*	3,837*P*	3,707*P*
−1,321*P*	−1,271*P*	−1,952*P*	−1,882*P*
1,274*P*	1,231*P*	1,885*P*	1,825*P*
0,036*Pl*	0,030*Pl*	0,050*Pl*	0,042*Pl*
−0,143*Pl*	−0,120*Pl*	−0,201*Pl*	−0,170*Pl*
−0,131*Pl*	−0,110*Pl*	−0,184*Pl*	−0,156*Pl*
−0,214*P*	−0,181*P*	−0,301*P*	−0,254*P*
0,036*P*	0,030*P*	0,050*P*	0,042*P*
−0,178*P*	−0,151*P*	−0,251*P*	−0,212*P*
−0,095*Pl*	−0,080*Pl*	−0,134*Pl*	−0,113*Pl*
−0,286*Pl*	−0,241*Pl*	−0,402*Pl*	−0,339*Pl*
2,381*P*	2,321*P*	3,536*P*	3,452*P*
−1,191*P*	−1,160*P*	−1,768*P*	1,726*P*
−0,190*Pl*	−0,161*Pl*	−0,268*Pl*	−0,226*Pl*
0,095*Pl*	0,080*Pl*	0,134*Pl*	0,113*Pl*
−0,571*P*	−0,482*P*	−0,804*P*	−0,679*P*
0,286*P*	0,241*P*	0,402*P*	0,339*P*
балка			
0,240*Pl*	0,191*Pl*	0,276*Pl*	0,194*Pl*
0,146*Pl*	0,072*Pl*	0,303*Pl*	0,250*Pl*
—	—	0,079*Pl*	−0,028*Pl*
0,076*Pl*	0,028*Pl*	0,005*Pl*	−0,069*Pl*
0,099*Pl*	0,058*Pl*	0,155*Pl*	0,125*Pl*
—	—	0,054*Pl*	−0,014*Pl*
0,123*Pl*	0,072*Pl*	0,079*Pl*	0
0,123*Pl*	0,072*Pl*	0,204*Pl*	0,167*Pl*
−0,281*Pl*	−0,237*Pl*	−0,395*Pl*	−0,333*Pl*
−0,211*Pl*	−0,178*Pl*	−0,296*Pl*	−0,250*Pl*
0,719*P*	0,763*P*	1,105*P*	1,167*P*
2,351*P*	2,296*P*	3,494*P*	3,417*P*
1,930*P*	1,941*P*	2,901*P*	2,917*P*
−1,281*P*	−1,237*P*	−1,895*P*	−1,833*P*
1,070*P*	1,059*P*	1,599*P*	1,583*P*
−0,930*P*	−0,941*P*	−1,401*P*	−1,471*P*
1,000*P*	1,000*P*	1,500*P*	1,500*P*

Максимальные (минимальные) значения получены при другом варианте нагружения

Схема расположения нагрузки	Изгибающие моменты, перерезывающие силы, опорные реакции	Способ	
		$x=0,4\div0,5l$; l	P; $l/2$ $l/2$
A 1 B 2 C 3 D 4 E 5 F	M_{11} (max)	$0,100pl^2$	$0,211Pl$
	M_{12} (max)	—	—
	M_{13} (max)	—	—
	M_{21} (min)	—	$-0,069Pl$
	M_{22} (min)	—	—
	M_{23} (min)	—	—
	M_{31} (max)	$0,086pl^2$	$0,191Pl$
	M_{32} (max)	—	—
	M_B	$-0,053pl^2$	$-0,079Pl$
	M_C	$-0,039pl^2$	$-0,059Pl$
	$A=Q_{1A}$(max)	$0,447pl$	$0,421P$
A 1 B 2 C 3 D 4 E 5 F	M_{11} (min)	—	$-0,039Pl$
	M_{12} (min)	—	—
	M_{13} (min)	—	—
	M_{21} (max)	$0,079pl^2$	$0,181Pl$
	M_{22} (max)	—	—
	M_{23} (max)	—	—
	M_{31} (min)	—	$-0,059Pl$
	M_{32} (min)	—	—
	M_B	$-0,053pl^2$	$-0,079Pl$
	M_C	$-0,039pl^2$	$-0,059Pl$
	$A=Q_{1A}$(min)	$-0,053pl$	$-0,079P$
A 1 B 2 C 3 D 4 E 5 F	M_B(min)	$-0,120pl^2$	$-0,179Pl$
	M_C	$-0,022pl^2$	$-0,032Pl$
	M_D	$-0,044pl^2$	$-0,066Pl$
	M_E	$-0,051pl^2$	$-0,077Pl$
	B (max)	$1,218pl$	$1,327P$
	Q_{1B}(min)	$-0,620pl$	$-0,679P$
	Q_{2B}(max)	$1,598pl$	$0,647P$
A 1 B 2 C 3 D 4 E 5 F	M_B(max)	$0,014pl^2$	$0,022Pl$
	M_C	$-0,057pl^2$	$-0,086Pl$
	M_D	$-0,035pl^2$	$-0,052Pl$
	M_E	$-0,054pl^2$	$-0,081Pl$
	B (min)	$-0,086pl$	$-0,129P$
	Q_{1B}(max)	$0,014pl$	$0,022P$
	Q_{2B}(min)	$-0,072pl$	$-0,108P$
A 1 B 2 C 3 D 4 E 5 F	M_B	$-0,035pl^2$	$-0,052Pl$
	M_C (min)	$-0,111pl^2$	$-0,167Pl$
	M_D	$-0,020pl^2$	$-0,031Pl$
	M_E	$-0,057pl^2$	$-0,086Pl$
	C (max)	$1,167pl$	$1,251P$
	Q_{2C}(min)	$-0,576pl$	$-0,615P$
	Q_{3C}(max)	$0,591pl$	$0,636P$
A 1 B 2 C 3 D 4 E 5 F	M_B	$-0,071pl^2$	$-0,106Pl$
	M_C (max)	$0,032pl^2$	$0,048Pl$
	M_D	$-0,059pl^2$	$-0,088Pl$
	M_E	$-0,048pl^2$	$-0,072Pl$
	C (min)	$-0,194pl$	$-0,291P$
	Q_{2C}(max)	$0,103pl$	$0,154P$
	Q_{3C}(min)	$-0,091pl$	$-0,136P$

* При данном нагружении эта величина не является максимальной (минимальной) и даны в скобках.

Продолжение табл. 3.7

загружения нагруженных пролетов			
P P; 1 2; $l/3$ $l/3$ $l/3$	P P; 1 2; $l/4$ $l/2$ $l/4$	P P P; 1 2 3; $l/6$ $l/3$ $l/3$ $l/6$	P P P; 1 2 3; $l/4$ $l/4$ $l/4$ $l/4$
0,287*Pl*	0,220*Pl*	0,236*Pl*	0,222*Pl*
0,240*Pl*	0,161*Pl*	0,401*Pl*	0,333*Pl*
—	—	0,227*Pl*	0,111*Pl*
—0,129*Pl*	—0,111*Pl*	—0,185*Pl*	—0,160*Pl* (—0,169*Pl*) *
—0,117*Pl*	—0,096*Pl*	—0,173*Pl*	—0,146*Pl*
—	—	—0,160*Pl*	—0,132*Pl* (—0,144*Pl*) *
0,228*Pl*	0,161*Pl*	0,227*Pl*	—0,125*Pl* (—0,138*Pl*) *
0,228*Pl*	0,161*Pl*	0,352*Pl*	0,292*Pl*
—0,140*Pl*	—0,118*Pl*	—0,197*Pl*	—0,167*Pl*
—0,105*Pl*	—0,089*Pl*	—0,148*Pl*	—0,125*Pl*
0,860*P*	0,882*P*	—1,303*P*	1,333*P*
—0,047*Pl*	—0,030*Pl*	—0,049*Pl*	—0,028*Pl*
—0,094*Pl*	—0,089*Pl*	—0,099*Pl*	—0,083*Pl*
—	—	—0,148*Pl*	—0,139*Pl*
0,205*Pl*	0,139*Pl*	0,190*Pl*	0,090*Pl* (0,100*Pl*) *
0,216*Pl*	0,154*Pl*	0,237*Pl*	0,271*Pl*
—	—	0,215*Pl*	0,118*Pl* (0,130*Pl*) *
—0,105*Pl*	—0,089*Pl*	—0,148*Pl*	—0,125*Pl* (—0,138*Pl*)*
—0,105*Pl*	—0,089*Pl*	—0,148*Pl*	—0,125*Pl*
—0,140*Pl*	—0,118*Pl*	—0,197*Pl*	—0,167*Pl*
—0,105*Pl*	—0,089*Pl*	—0,148*Pl*	—0,125*Pl*
—0,140*P*	—0,118*P*	—0,197*P*	—0,167*P*
—0,319*Pl*	—0,269*Pl*	—0,449*Pl*	—0,379*Pl*
—0,057*Pl*	—0,048*Pl*	—0,081*Pl*	—0,068*Pl*
—0,118*Pl*	—0,100*Pl*	—0,166*Pl*	—0,140*Pl*
—0,137*Pl*	—0,116*Pl*	—0,193*Pl*	—0,163*Pl*
2,581*P*	2,490*P*	3,817*P*	3,689*P*
—1,319*P*	—1,269*P*	—1,949*P*	—1,879*P*
1,262*P*	1,221*P*	1,868*P*	1,811*P*
0,038*Pl*	0,032*Pl*	0,054*Pl*	0,045*Pl*
—0,153*Pl*	—0,129*Pl*	—0,215*Pl*	—0,182*Pl*
—0,093*Pl*	—0,078*Pl*	—0,130*Pl*	—0,110*Pl*
—0,144*Pl*	—0,121*Pl*	—0,202*Pl*	—0,170*Pl*
—0,230*P*	—0,194*P*	—0,323*P*	—0,273*P*
0,038*P*	0,032*P*	0,054*P*	—0,045*P*
—0,191*P*	—0,161*P*	—0,269*P*	—0,227*P*
—0,093*Pl*	—0,078*Pl*	—0,130*Pl*	—0,110*Pl*
—0,297*Pl*	—0,250*Pl*	—0,417*Pl*	—0,352*Pl*
—0,054*Pl*	—0,046*Pl*	—0,076*Pl*	—0,064*Pl*
—0,153*Pl*	—0,129*Pl*	—0,215*Pl*	—0,182*Pl*
2,447*P*	2,377*P*	3,628*P*	3,530*P*
—1,204*P*	—1,172*P*	—1,787*P*	—1,742*P*
1,242*P*	1,205*P*	1,841*P*	1,788*P*
—0,188*Pl*	—0,159*Pl*	—0,265*Pl*	—0,223*Pl*
0,086*Pl*	0,073*Pl*	0,121*Pl*	0,102*Pl*
—1,156*Pl*	—0,132*Pl*	—0,220*Pl*	—0,186*Pl*
—0,128*Pl*	—0,108*Pl*	—0,179*Pl*	—0,152*Pl*
—0,517*P*	—0,436*P*	—0,727*P*	—0,614*P*
0,274*P*	0,232*P*	0,386*P*	0,326*P*
—0,242*P*	—0,205*P*	—0,341*P*	0,288*P*

Максимальные (минимальные) значения получены при другом варианте нагружения

Данные для определения максимальных и минимальных изгибающих моментов на опорах и в пролете в равнопролетных неразрезных балках приведены в табл. 3.7. Кроме того, таблица позволяет определить максимальные и минимальные поперечные силы в опорных сечениях и опорные реакции.

Таблица 3.7 включает неразрезные балки с числом пролетов от двух до пяти.

Таблица является весьма универсальной и позволяет определить изгибающие моменты, поперечные силы и опорные реакции от различных типов нагрузок (равномерной и сосредоточенных нагрузок).

Таблица 3.7 благодаря своей компактности и наглядности удобнее общеизвестных таблиц Менша. Кроме того, в ней пролетные изгибающие моменты даны для двух сечений в третях пролета, тогда как в таблицах Менша приведены данные для определения только пролетного момента в одном сечении.

Таблица составлена для расчета неразрезных балок на вертикальную нагрузку, симметричную относительно середины пролета.

Принятые обозначения сечений и внутренних усилий изображены на рис. 3.1.

Индекс max, указанный в таблице, обозначает наибольший по абсолютной величине положительный момент или наименьший по абсолютной

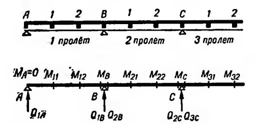


Рис. 3.1. Обозначение сечений и внутренних усилий.

величине отрицательный момент. Соответственно индекс min обозначает наибольший по абсолютной величине отрицательный момент или наименьший положительный момент. Такой же смысл имеют индексы (max) и (min) для поперечных сил.

Значения моментов, поперечных сил и опорных реакций для правой половины балки равны соответствующим значениям для левой половины балки, взятым при зеркальном расположении нагрузки. При этом для поперечных сил должен быть изменен знак.

Под нагрузкой, условно изображенной жирной линией, можно понимать любую нагрузку из показанных в верхней горизонтальной графе.

Точка *1* для случая равномерно распределенной нагрузки соответствует наибольшему изгибающему моменту.

Для крайних пролетов точка *1* расположена примерно на расстоянии $x = 0,4\ l$ от крайней опоры, а для средних пролетов — на расстоянии $x = 0,5\ l$ от опор.

Величины равномерно распределенной нагрузки $q_э$, эквивалентной по опорному моменту различным нагрузкам, приведены в табл. 3.8.

Определив по табл. 3.8 значение эквивалентной нагрузки $q_э$, можно найти максимальные и минимальные опорные моменты по табл. 3.7 или 3.5. Величины пролетных моментов при известных опорных моментах должны определяться непосредственным вычислением (использование табл. 3.8 для нахождения пролетных моментов от нагрузки $q_э$ является недопустимым). При вычислении пролетных моментов может быть использована табл. 3.2.

Таблица 3.8

Равномерно распределенная нагрузка $q_э$, эквивалентная по опорному моменту различным нагрузкам

Схемы нагрузок	$q_э$
P; l/2 — l/2	$\frac{3}{2} \cdot \frac{P}{l}$
P, P; l/3 — l/3 — l/3	$\frac{8}{3} \cdot \frac{P}{l}$
P, P, P; l/4 — l/4 — l/4 — l/4	$\frac{15}{4} \cdot \frac{P}{l}$
P, P, P, P; l/5 — l/5 — l/5 — l/5 — l/5	$\frac{24}{5} \cdot \frac{P}{l}$
P, P, P, P, P; a — a — a — a — a — a; l = na	$\frac{n^2 - 1}{n} \cdot \frac{P}{l}$
P, P; l/4 — l/2 — l/4	$\frac{9}{4} \cdot \frac{P}{l}$
P, P, P; l/6 — l/3 — l/3 — l/6	$\frac{19}{6} \cdot \frac{P}{l}$
P, P, P, P; l/8 — l/4 — l/4 — l/4 — l/8	$\frac{33}{8} \cdot \frac{P}{l}$
P, P, P, P; a/2 — a — a — a — a/2; l = na	$\frac{2n^2 + 1}{2n} \cdot \frac{P}{l}$
$\alpha = \frac{a}{l}$; b — a — b; p	$\frac{\alpha(3 - \alpha^2)}{2} \cdot p$

Продолжение табл. 3.8

Схемы нагрузок	$q_э$
$l/4$ — $l/2$ — $l/4$; p	$\frac{11}{16}p$
$\beta = \frac{b}{l}$; a — b — a; p	$\frac{2(2+\beta)}{l^2}a^2 p$
$l/3$ — $l/3$ — $l/3$; p	$\frac{11}{27}p$
p	$\frac{5}{8}p$
p	$\frac{17}{32}p$
$\alpha = \frac{a}{l}$; a; p	$\frac{\alpha}{4}\left(3 - \frac{\alpha^2}{2}\right)p$
$\alpha = \frac{a}{l}$; a — b — a; p	$(1 - 2\alpha^2 + \alpha^3)\ p$
$\alpha = \frac{a}{l}$, $\beta = \frac{b}{l}$; P; a — b	$q_{э.\ лев} = 4\beta(1-\beta^2)\frac{P}{l}$ $q_{э.\ пр.} = 4\alpha(1-\alpha^2)\frac{P}{l}$

Опорные моменты и опорные реакции в равнопролетных неразрезных двух-, трех- и четырехпролетных балках с консолями при нагрузках, приложенных на консолях, могут быть вычислены с помощью табл. 3.9.

Таблица может быть использована не только при действии сосредоточенных сил, но и при любых других нагрузках, расположенных в пределах консолей. В этом случае при вычислении опорных моментов вместо множителя Pa надо принимать $M_к$ (где $M_к$ — момент в сечении 0 от нагрузок, расположенных на консоли).

Табл. 3.9 можно пользоваться и для расчета неразрезных балок с числом пролетов больше четырех (см. также табл. 3.14).

Таблица 3.9

Опорные моменты и опорные реакции в равнопролетных неразрезных балках с консолями

Число пролетов		2	3	4	2	3	4	Множитель
Опорные моменты	M_0	−1	−1	−1	−1	−1	−1	Pa
	M_1	0,2500	0,2667	0,2678	0,5000	0,2000	0,2858	
	M_2	—	−0,0667	−0,0714	−1	0,2000	−0,1429	
	M_3	—	—	0,0179	—	−1	0,2858	
	M_4	—	—	—	—	—	−1	
Опорные реакции	R_0	$1+1{,}25\frac{a}{l}$	$1+1{,}267\frac{a}{l}$	$1+1{,}268\frac{a}{l}$	$1+1{,}50\frac{a}{l}$	$1+1{,}20\frac{a}{l}$	$1+1{,}286\frac{a}{l}$	P
	R_1	$-1{,}50\frac{a}{l}$	$-1{,}60\frac{a}{l}$	$-1{,}607\frac{a}{l}$	$-3{,}00\frac{a}{l}$	$-1{,}20\frac{a}{l}$	$-1{,}714\frac{a}{l}$	
	R_2	$0{,}25\frac{a}{l}$	$0{,}40\frac{a}{l}$	$0{,}429\frac{a}{l}$	$1+1{,}50\frac{a}{l}$	$-1{,}20\frac{a}{l}$	$0{,}857\frac{a}{l}$	
	R_3	—	$-0{,}067\frac{a}{l}$	$-0{,}107\frac{a}{l}$	—	$1+1{,}20\frac{a}{l}$	$-1{,}714\frac{a}{l}$	
	R_4	—	—	$0{,}018\frac{a}{l}$	—	—	$1+1{,}286\frac{a}{l}$	

Табл. 3.10 позволяет определять опорные и максимальные пролетные моменты в равнопролетных неразрезных балках (с числом пролетов от двух до шести), загруженных треугольной нагрузкой.

Таблица 3.10

Изгибающие моменты в равнопролетных неразрезных балках, загруженных треугольной нагрузкой

$P = \frac{pnl}{2}$; n — число пролетов

Изгибающие моменты		Число пролетов 2	3	4	5	6	Множитель
Опорные	M_{II}	−0,06250	−0,01480	−0,01115	−0,00650	−0,00467	Pl
	M_{III}	—	−0,05187	−0,01785	−0,01398	−0,00912	
	M_{IV}	—	—	−0,04240	−0,01760	−0,01442	
	M_{V}	—	—	—	−0,03560	−0,01653	
	M_{VI}	—		—	—	−0,03060	
Максимальные пролетные	M_1	0,00400	0,00662	0,00254	0,00188	0,00124	
	M_2	0,06700	0,00951	0,00893	0,00482	0,00355	
	M_3	—	0,04683	0,00954	0,00921	0,00569	
	M_4	—	—	0,03605	0,00878	0,00883	
	M_5	—	—	—	0,02929	0,00796	
	M_6	—	—	—	—	0,02467	

В табл. 3.11 приведены ординаты линий влияния изгибающих моментов в сечениях через $^1/_6$ пролета, а также ординаты линий влияния поперечных сил в опорных сечениях для двух-, трех- и четырехпролетных неразрезных балок с равными пролетами.

Для пятипролетной неразрезной балки приведены полностью линии влияния поперечных сил, опорных реакций и изгибающих моментов (для сечений через $^1/_{10}$ пролета).

Таблица 3.11 может быть использована не только для определения изгибающих моментов, поперечных сил и опорных реакций при действии подвижной нагрузки, но также и в случае действия неподвижной нагрузки, при сложных загружениях, исключающих возможность пользования табл. 3.5 — 3.7.

Ординаты линий влияния изгибающих моментов необходимо умножить на величину l.

Таблица 3.11

Ординаты линий влияния M и Q для неразрезных балок

1. Двухпролетная неразрезная балка

№ ординат	Ординаты линий влияния M в сечениях (множитель l)						Ординаты линий влияния Q_0
	1	2	3	4	5	6	
0	0	0	0	0	0	0	1,0000
1	0,1323	0,0976	0,0632	0,0285	—0,0060	—0,0405	0,7928
2	0,0988	0,1976	0,1298	0,0619	—0,0061	—0,0740	0,5927
3	0,0677	0,1354	0,2031	0,1041	0,0051	—0,0938	0,4062
4	0,0402	0,0803	0,1205	0,1606	0,0340	—0,0926	0,2407
5	0,0172	0,0343	0,0516	0,0687	0,0860	—0,0636	0,1031
6	0	0	0	0	0	0	0
7	—0,0106	—0,0212	—0,0318	—0,0424	—0,0530	—0,0636	—0,0636
8	—0,0154	—0,0309	—0,0463	—0,0617	—0,0772	—0,0926	—0,0926
9	—0,0156	—0,0313	—0,0469	—0,0626	—0,0782	—0,0938	—0,0938
10	—0,0123	—0,0247	—0,0370	—0,0494	—0,0617	—0,0740	—0,0740
11	—0,0068	—0,0135	—0,0203	—0,0270	—0,0338	—0,0405	—0,0405
12	0	0	0	0	0	0	0

2. Трехпролетная неразрезная балка

№ ординат	Ординаты линий влияния *M* в сечениях (множитель *l*)									Ординаты линий влияния *Q*	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	Q_0	Q_6 справа
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,0000	0
1	0,1318	0,0967	0,0618	0,0267	—0,0083	—0,0432	—0,0342	—0,0252	—0,0162	0,7901	0,0540
2	0,0980	0,1960	0,1273	0,0585	—0,0102	—0,0790	—0,0625	—0,0461	—0,0296	0,5877	0,0987
3	0,0667	0,1333	0,2000	0,1000	0	—0,1000	—0,0792	—0,0583	—0,0375	0,4000	0,1250
4	0,0391	0,0782	0,1174	0,1565	0,0289	—0,0987	—0,0782	—0,0576	—0,0370	0,2346	0,1234
5	0,0165	0,0329	0,0495	0,0659	0,0826	—0,0677	—0,0536	—0,0395	—0,0254	0,0990	0,0846
6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	$\frac{0,0000}{1,0000}$
7	—0,0095	—0,0190	—0,0285	—0,0379	—0,0474	—0,0569	0,0872	0,0644	0,0418	—0,0569	0,8639
8	—0,0132	—0,0263	—0,0395	—0,0526	—0,0658	—0,0789	0,0364	0,1516	0,1002	—0,0789	0,6913
9	—0,0125	—0,0250	—0,0375	—0,0500	—0,0625	—0,0750	0,0083	0,0917	0,1750	—0,0750	0,5000
10	—0,0090	—0,0181	—0,0271	—0,0362	—0,0452	—0,0543	—0,0028	0,0487	0,1002	—0,0543	0,3087
11	—0,0044	—0,0088	—0,0131	—0,0175	—0,0219	—0,0263	—0,0036	0,0191	0,0418	—0,0263	0,1361
12	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
13	0,0028	0,0057	0,0085	0,0113	0,0141	0,0169	0,0028	—0,0113	—0,0254	0,0169	—0,0846
14	0,0041	0,0082	0,0123	0,0165	0,0206	0,0247	0,0041	—0,0165	—0,0370	0,0247	—0,1234
15	0,0042	0,0083	0,0125	0,0167	0,0208	0,0250	0,0042	—0,0167	—0,0375	0,0250	—0,1250
16	0,0033	0,0066	0,0099	0,0132	0,0165	0,0197	0,0033	—0,0132	—0,0296	0,0197	—0,0987
17	0,0018	0,0036	0,0054	0,0072	0,0090	0,0108	0,0018	—0,0072	—0,0162	0,0108	—0,0540
18	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Продолжение табл. 3.11.

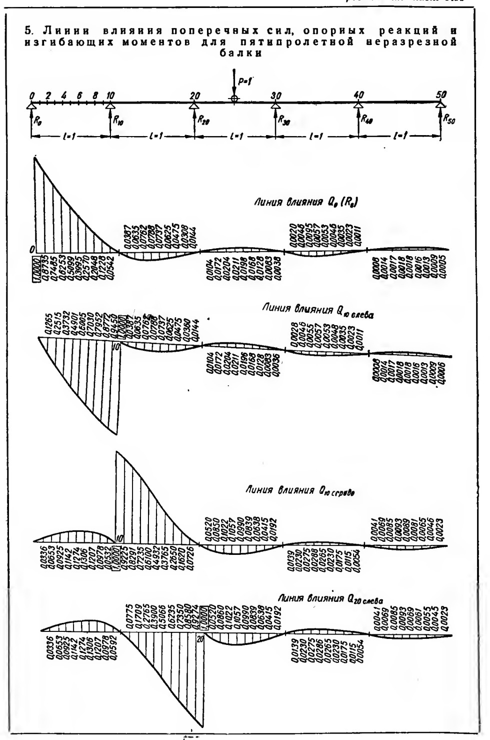
3. Четырехпролетная неразрезная балка

0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24

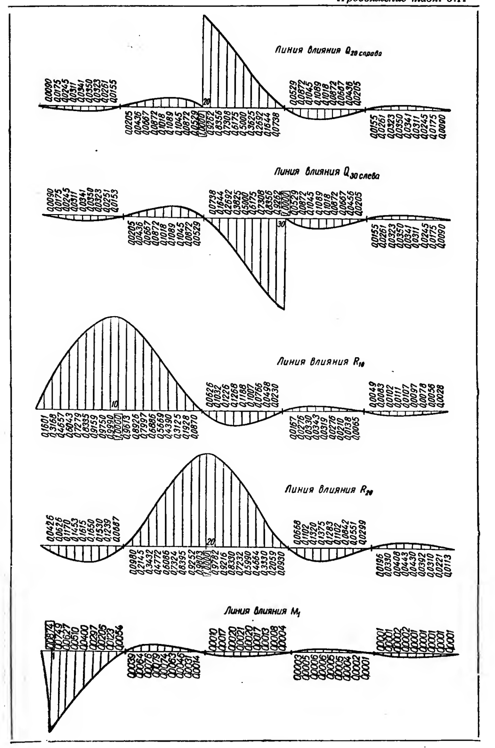
l l l l

№ ординат	Ординаты линий влияния M в сечениях (множитель l)												Ординаты линий влияния Q	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	Q_6	$Q_6^{справа}$
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,0000	0
1	0,1318	0,0966	0,0617	0,0266	—0,0084	—0,0434	—0,0343	—0,0251	—0,0159	—0,0068	0,0024	0,0116	0,7899	0,0550
2	0,0979	0,1908	0,1271	0,0582	—0,0106	—0,0793	—0,0626	—0,0459	—0,0291	—0,0124	0,0044	0,0212	0,5874	0,1005
3	0,0666	0,1332	0,1998	0,0997	—0,0004	—0,1004	—0,0792	—0,0580	—0,0368	—0,0156	0,0056	0,0268	0,3996	0,1272
4	0,0391	0,0781	0,1172	0,1562	+0,0285	—0,0992	—0,0782	—0,0573	—0,0364	—0,0154	0,0055	0,0265	0,2341	0,1257
5	0,0164	0,0328	0,0494	0,0657	+0,0823	—0,0681	—0,0537	—0,0393	—0,0249	—0,0106	0,0038	0,0182	0,0986	0,0863
6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0000 / 1,0000
7	—0,0094	—0,0188	—0,0283	—0,0377	—0,0471	—0,0565	+0,0872	0,0640	0,0411	0,0179	—0,0051	—0,0281	—0,0565	0,8617
8	—0,0130	—0,0260	—0,0390	—0,0520	—0,0650	—0,0780	+0,0365	0,1509	0,0987	0,0464	—0,0059	—0,0582	—0,0780	0,6865
9	—0,0123	—0,0246	—0,0369	—0,0491	—0,0614	—0,0737	+0,0085	0,0907	0,1730	0,0885	+0,0041	—0,0804	—0,0737	0,4933
10	—0,0088	—0,0176	—0,0265	—0,0353	—0,0441	—0,0529	—0,0026	0,0477	0,0981	0,1483	+0,0318	—0,0846	—0,0529	0,3016
11	—0,0042	—0,0084	—0,0127	—0,0169	—0,0211	—0,0253	—0,0035	0,0183	0,0403	0,0620	+0,0840	—0,0610	—0,0253	0,1310
12	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
13	0,0026	0,0051	0,0077	0,0102	0,0128	0,0153	0,0026	—0,0101	—0,0229	—0,0356	—0,0483	—0,0610	0,0153	—0,0763
14	0,0035	0,0071	0,0106	0,0141	0,0177	0,0212	0,0036	—0,0141	—0,0317	—0,0493	—0,0670	—0,0846	0,0212	—0,1058
15	0,0034	0,0067	0,0101	0,0134	0,0168	0,0201	0,0034	—0,0134	—0,0302	—0,0469	—0,0637	—0,0804	0,0201	—0,1005
16	0,0024	0,0049	0,0073	0,0097	0,0121	0,0145	0,0024	—0,0097	—0,0218	—0,0339	—0,0461	—0,0582	0,0145	—0,0727
17	0,0012	0,0024	0,0035	0,0047	0,0059	0,0070	0,0012	—0,0047	—0,0106	—0,0164	—0,0223	—0,0281	0,0070	—0,0351
18	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
19	—0,0008	—0,0015	—0,0023	—0,0030	—0,0038	—0,0045	—0,0008	0,0030	0,0068	0,0106	0,0144	0,0182	—0,0045	0,0227
20	—0,0011	—0,0022	—0,0033	—0,0044	—0,0055	—0,0066	—0,0011	0,0044	0,0099	0,0154	0,0209	0,0265	—0,0066	0,0331
21	—0,0011	—0,0022	—0,0034	—0,0045	—0,0056	—0,0067	—0,0011	0,0045	0,0101	0,0156	0,0212	0,0268	—0,0067	0,0335
22	—0,0009	—0,0018	—0,0026	—0,0035	—0,0044	—0,0053	—0,0009	0,0035	0,0079	0,0123	0,0168	0,0212	—0,0058	0,0265
23	—0,0005	—0,0010	—0,0015	—0,0019	—0,0024	—0,0029	—0,0005	0,0019	0,0043	0,0068	0,0092	0,0116	—0,0029	0,0145
24	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

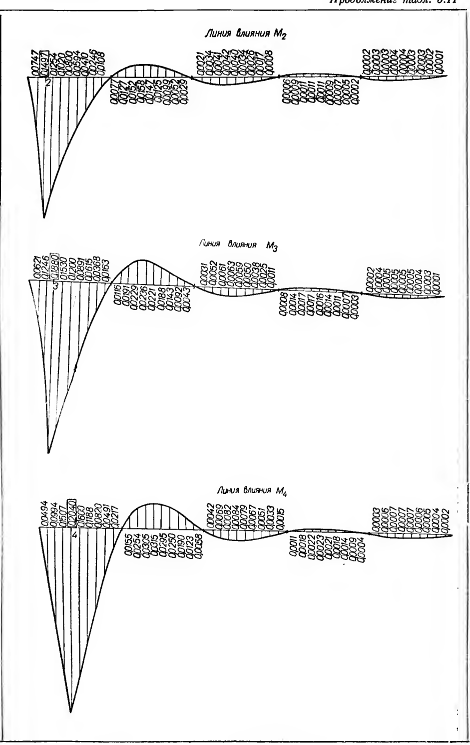
Продолжение табл. 3.11



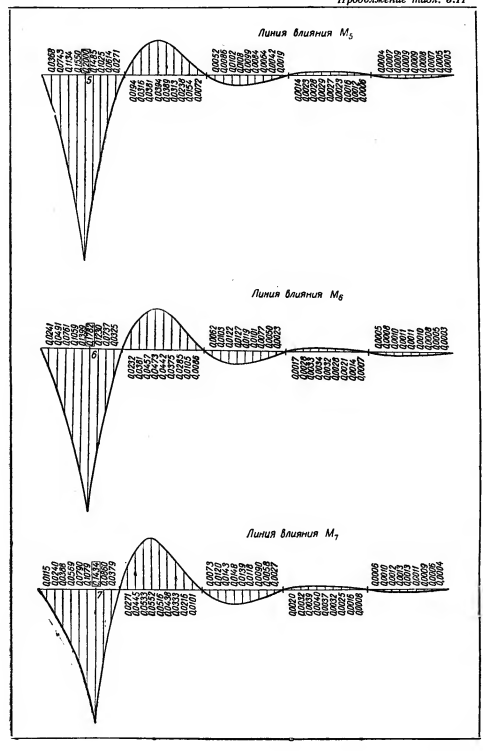
Продолжение табл. 3.11



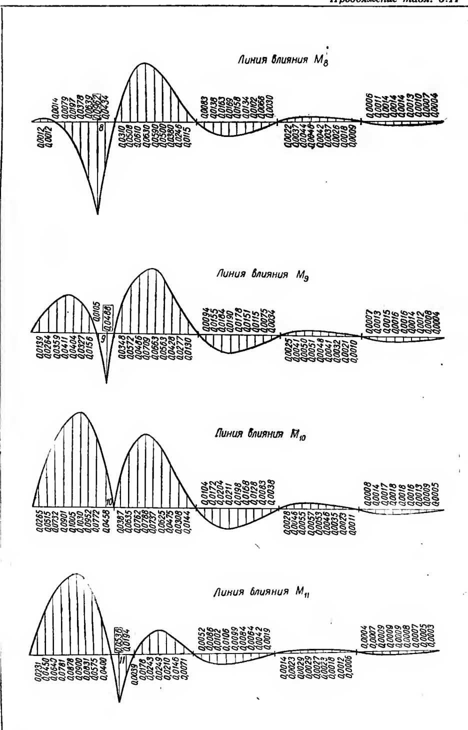
Продолжение табл. 3.11



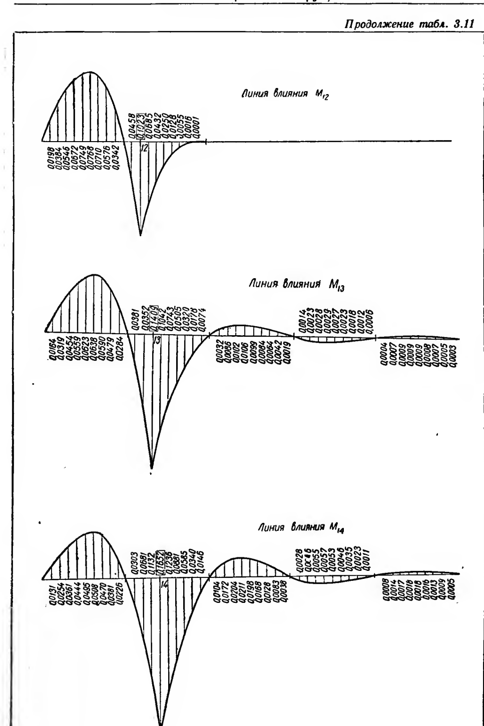
Продолжение табл. 3.11



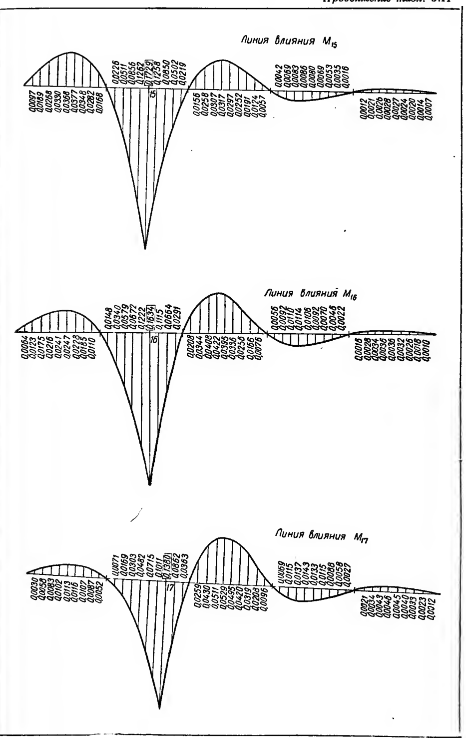
Продолжение табл. 3.11



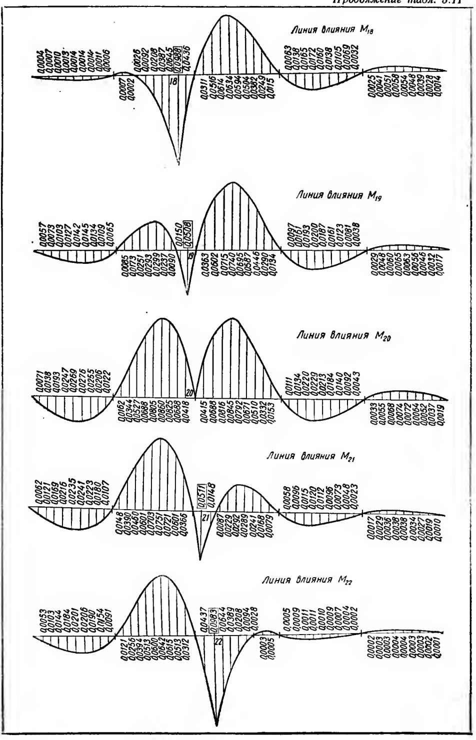
Продолжение табл. 3.11



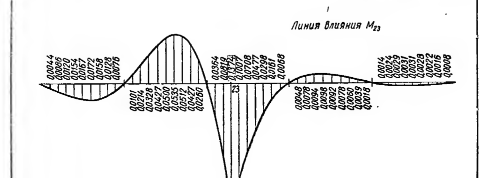
Продолжение табл. 3.11

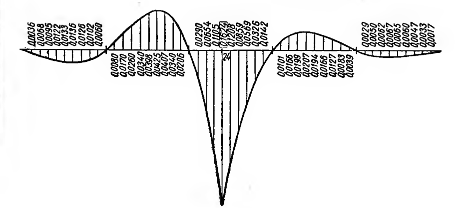


Продолжение табл. 3.11



Продолжение табл. 3.11





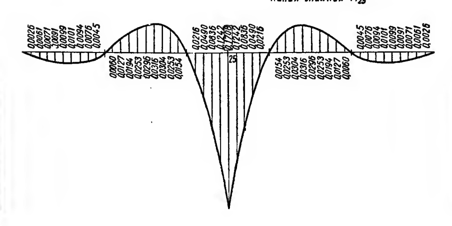


Табл. 3.12 (таблицы Забелло) позволяют определять опорные и наибольшие пролетные изгибающие моменты, а также опорные реакции в равнопролетных неразрезных балках с прямолинейными или параболическими вутами при действии различно расположенной равномерной нагрузки p. Таблицы охватывают неразрезные балки с числом пролетов от двух до пяти.

При пользовании таблицами надо прежде всего в зависимости от характера вутов (прямолинейные или параболические) и их основных размеров определить коэффициент μ (см. табл. 3.12).

Таблица 3.12

Изгибающие моменты и опорные реакции в равнопролетных неразрезных балках с вутами, загруженных равномерной нагрузкой

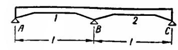
Значения коэффициента μ

I. Прямолинейные вуты — II. Параболические вуты

$\lambda = b/l$		$n = J_1/J$					
		1,00	3,00	5,00	10,00	20,00	50,00
0,50	I	1,000	0,815	0,768	0,703	0,652	0,600
	II	1,000	0,810	0,765	0,702	0,654	0,610
0,40	I	1,000	0,792	0,743	0,676	0,626	0,583
	II	1,000	0,815	0,771	0,712	0,668	0,626
0,35	I	1,000	0,791	0,744	0,680	0,635	0,594
	II	1,000	0,821	0,781	0,724	0,683	0,643
0,30	I	1,000	0,798	0,752	0,692	0,651	0,616
	II	1,000	0,833	0,795	0,742	0,704	0,667
0,25	I	1,000	0,810	0,768	0,714	0,677	0,646
	II	1,000	0,848	0,814	0,766	0,731	0,698
0,20	I	1,000	0,830	0,793	0,746	0,714	0,686
	II	1,000	0,868	0,837	0,797	0,767	0,737
0,15	I	1,000	0,857	0,826	0,788	0,761	0,738
	II	1,000	0,893	0,867	0,834	0,809	0,783

Продолжение табл. 3.12

Двухпролетная балка

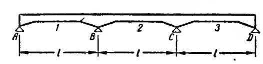


Схемы нагрузок	μ	Изгибающие моменты		Опорные реакции		
		M_B	M_1	A	B	C
	1,000	—0,1250	0,0703	0,3750	1,2500	0,3750
	0,950	—0,1316	0,0679	0,3684	1,2632	0,3684
	0,900	—0,1388	0,0652	0,3612	1,2776	0,3612
	0,850	—0,1470	0,0623	0,3530	1,2940	0,3530
	0,800	—0,1562	0,0591	0,3438	1,3124	0,3438
	0,750	—0,1666	0,0556	0,3334	1,3332	0,3334
	0,700	—0,1786	0,0516	0,3214	1,3572	0,3214
	0,650	—0,1924	0,0473	0,3076	1,3848	0,3076
	0,600	—0,2084	0,0425	0,2916	1,4168	0,2916
	0,550	—0,2272	0,0372	0,2728	1,4544	0,2728
	1,000	—0,0625	0,0957	0,4375	0,6250	—0,0625
	0,950	—0,0658	0,0943	0,4342	0,6316	—0,0658
	0,900	—0,0694	0,0927	0,4306	0,6388	—0,0694
	0,850	—0,0735	0,0910	0,4265	0,6470	—0,0735
	0,800	—0,0781	0,0890	0,4219	0,6572	—0,0781
	0,750	—0,0833	0,0868	0,4167	0,6666	—0,0833
	0,700	—0,0893	0,0843	0,4107	0,6786	—0,0893
	0,650	—0,0962	0,0815	0,4038	0,6924	—0,0962
	0,600	—0,1042	0,0783	0,3958	0,7084	—0,1042
	0,550	—0,1136	0,0747	0,3864	0,7272	—0,1136
Множитель		pl^2		pl		

Продолжение табл. 3.12



Трехпролетная балка



Схемы нагрузок	μ	Изгибающие моменты				Опорные реакции			
		M_B	M_C	M_1	M_2	A	B	C	D
A 1 B 2 C 3 D	1,000	—0,1000	—0,1000	0,0800	0,0250	0,4000	1,1000	1,1000	0,4000
	0,950	—0,1042	—0,1042	0,0783	0,0208	0,3958	1,1042	1,1042	0,3958
	0,900	—0,1087	—0,1087	0,0766	0,0163	0,3913	1,1087	1,1087	0,3913
	0,850	—0,1134	—0,1134	0,0747	0,0116	0,3866	1,1134	1,1134	0,3866
	0,800	—0,1185	—0,1185	0,0728	0,0065	0,3815	1,1185	1,1185	0,3815
	0,750	—0,1251	—0,1251	0,0703	—0,0001	0,3749	1,1251	1,1251	0,3749
	0,700	—0,1317	—0,1317	0,0678	—0,0067	0,3683	1,1317	1,1317	0,3683
	0,650	—0,1390	—0,1390	0,0652	—0,0140	0,3610	1,1390	1,1390	0,3610
	0,600	—0,1472	—0,1472	0,0622	—0,0222	0,3528	1,1472	1,1472	0,3528
	0,550	—0,1563	—0,1563	0,0591	—0,0313	0,3437	1,1563	1,1563	0,3437
A 1 B 2 C 3 D	1,000	—0,1167	—0,0333	0,0735	0,0535	0,3833	1,2001	0,4499	—0,0333
	0,950	—0,1228	—0,0335	0,0711	0,0508	0,3772	1,2121	0,4442	—0,0335
	0,900	—0,1296	—0,0334	0,0686	0,0481	0,3704	1,2258	0,4372	—0,0334
	0,850	—0,1371	—0,0331	0,0658	0,0453	0,3629	1,2411	0,4291	—0,0331
	0,800	—0,1461	—0,0319	0,0626	0,0425	0,3539	1,2603	0,4177	—0,0319
	0,750	—0,1563	—0,0313	0,0591	0,0390	0,3437	1,2813	0,4063	—0,0313
	0,700	—0,1682	—0,0293	0,0550	0,0359	0,3318	1,3071	0,3904	—0,0293
	0,650	—0,1824	—0,0261	0,0504	0,0330	0,3176	1,3387	0,3698	—0,0261
	0,600	—0,1997	—0,0211	0,0451	0,0305	0,3003	1,3788	0,3425	—0,0211
	0,550	—0,2214	—0,0131	0,0388	0,0294	0,2786	1,4297	0,3048	—0,0131

A 1 B 2 C 3 D	1,000	—0,0500	—0,0500	0,1013	—0,0500	0,4500	0,5500	0,5500	0,4500
	0,950	—0,0521	—0,0521	0,1003	—0,0521	0,4479	0,5521	0,5521	0,4479
	0,900	—0,0544	—0,0544	0,0993	—0,0544	0,4456	0,5544	0,5544	0,4456
	0,850	—0,0566	—0,0566	0,0983	—0,0566	0,4434	0,5566	0,5566	0,4434
	0,800	—0,0590	—0,0590	0,0972	—0,0590	0,4410	0,5590	0,5590	0,4410
	0,750	—0,0626	—0,0626	0,0957	—0,0626	0,4374	0,5626	0,5626	0,4374
	0,700	—0,0659	—0,0659	0,0942	—0,0659	0,4341	0,5659	0,5659	0,4341
	0,650	—0,0694	—0,0694	0,0927	—0,0694	0,4306	0,5694	0,5694	0,4306
	0,600	—0,0736	—0,0736	0,0909	—0,0736	0,4264	0,5736	0,5736	0,4264
	0,550	—0,0781	—0,0781	0,0890	—0,0781	0,4219	0,5781	0,5781	0,4219
A 1 B 2 C 3 D	1,000	—0,0667	0,0167	0,0939	—	0,4333	0,6501	—0,1001	0,0167
	0,950	—0,0707	0,0186	0,0921	—	0,4293	0,6600	—0,1079	0,0186
	0,900	—0,0753	0,0209	0,0902	—	0,4247	0,6715	—0,1171	0,0209
	0,850	—0,0803	0,0236	0,0881	—	0,4197	0,6843	—0,1277	0,0237
	0,800	—0,0866	0,0276	0,0854	—	0,4134	0,7008	—0,1418	0,0276
	0,750	—0,0938	0,0312	0,0825	—	0,4062	0,7188	—0,1562	0,0312
	0,700	—0,1024	0,0365	0,0790	—	0,3976	0,7413	—0,1754	0,0365
	0,650	—0,1128	0,0434	0,0750	—	0,3872	0,7690	—0,1996	0,0434
	0,600	—0,1261	0,0525	0,0699	—	0,3739	0,8047	—0,2311	0,0525
	0,550	—0,1432	0,0651	0,0637	—	0,3568	0,8555	—0,2734	0,0691
A 1 B 2 C 3 D	1,000	—0,0500	—0,0500	—	0,0750	—0,0500	0,5500	0,5500	—0,0500
	0,950	—0,0521	—0,0521	—	0,0729	—0,0521	0,5521	0,5521	—0,0521
	0,900	—0,0543	—0,0543	—	0,0707	—0,0543	0,5543	0,5543	—0,0543
	0,850	—0,0568	—0,0568	—	0,0682	—0,0568	0,5568	0,5568	—0,0568
	0,800	—0,0595	—0,0595	—	0,0655	—0,0595	0,5595	0,5595	—0,0595
	0,750	—0,0625	—0,0625	—	0,0625	—0,0625	0,5625	0,5625	—0,0625
	0,700	—0,0658	—0,0658	—	0,0592	—0,0658	0,5658	0,5658	—0,0658
	0,650	—0,0695	—0,0695	—	0,0555	—0,0695	0,5695	0,5695	—0,0695
	0,600	—0,0736	—0,0736	—	0,0514	—0,0736	0,5736	0,5736	—0,0736
	0,550	—0,0782	—0,0782	—	0,0468	—0,0782	0,5782	0,5782	—0,0782
Множитель		pl^2				pl			

Продолжение табл. 3.12

Четырехпролетная балка



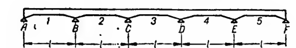
Схемы нагрузок	μ	Изгибающие моменты							Опорные реакции				
		M_B	M_C	M_D	M_1	M_2	M_3	M_4	A	B	C	D	E
	1,000	—0,1072	—0,0716	—0,1072	0,0771	0,0362	0,0362	0,0771	0,3928	1,1428	0,9288	1,1428	0,3928
	0,950	—0,1146	—0,0648	—0,1146	0,0743	0,0365	0,0365	0,0743	0,3854	1,1644	0,9004	1,1644	0,3854
	0,900	—0,1232	—0,0566	—0,1232	0,0710	0,0373	0,0373	0,0710	0,3768	1,1898	0,8668	1,1898	0,3768
	0,850	—0,1334	—0,0464	—0,1334	0,0672	0,0389	0,0389	0,0672	0,3666	1,2204	0,8260	1,2204	0,3666
	0,800	—0,1455	—0,0340	—0,1455	0,0628	0,0415	0,0415	0,0628	0,3545	1,2570	0,7770	1,2570	0,3545
	0,750	—0,1607	—0,0178	—0,1607	0,0576	0,0460	0,0460	0,0576	0,3393	1,3036	0,7142	1,3036	0,3393
	0,700	—0,1798	0,0034	—0,1798	0,0513	0,0536	0,0536	0,0513	0,3202	1,3630	0,6336	1,3630	0,3202
	0,650	—0,2049	0,0326	—0,2049	0,0435	0,0671	0,0671	0,0435	0,2951	1,4424	0,5250	1,4424	0,2951
	0,600	—0,2394	0,0746	—0,2394	0,0340	0,0913	0,0919	0,0340	0,2606	1,5534	0,3720	1,5524	0,2606
	0,550	—0,2904	0,1390	—0,2904	0,0220	0,1415	0,1415	0,0220	0,2096	1,7198	0,1412	1,7198	0,2096
	1,000	—0,0536	—0,0358	—0,0536	0,0996	—0,0447	0,0805	—0,0263	0,4464	0,5714	0,4644	0,5714	—0,0536
	0,950	—0,0573	—0,0324	—0,0573	0,0980	—0,0449	0,0805	—0,0287	0,4427	0,5822	0,4502	0,5822	—0,0578
	0,900	—0,0616	—0,0283	—0,0616	0,0961	—0,0450	0,0806	—0,0308	0,4384	0,5949	0,4324	0,5949	—0,0616
	0,850	—0,0667	—0,0232	—0,0661	0,0939	—0,0450	0,0810	—0,0334	0,4333	0,6102	0,4130	0,6102	—0,0667
	0,800	—0,0728	—0,0170	—0,0728	0,0912	—0,0449	0,0817	—0,0364	0,4272	0,6286	0,3884	0,6286	—0,0728
	0,750	—0,0804	—0,0089	—0,0804	0,0880	—0,0447	0,0829	—0,0402	0,4196	0,6519	0,3570	0,6519	—0,0804
	0,700	—0,0899	0,0517	—0,0899	0,0841	—0,0441	0,0851	—0,0449	0,4101	0,6815	0,3168	0,6815	—0,0899
	0,650	—0,1025	0,0163	—0,1025	0,0790	—0,0436	0,0890	—0,0513	0,3975	0,7213	0,2624	0,7213	—0,1025
	0,600	—0,1197	0,0373	—0,1197	0,0723	—0,0412	0,0961	—0,0599	0,3803	0,7767	0,1860	0,7767	—0,1197
	0,550	—0,1452	0,0695	—0,1452	0,0629	—0,0379	0,1102	—0,0726	0,3548	0,8599	0,0706	0,8599	—0,1452

A 1 B 2 C 3 D 4 E	1,000	—0,1206	—0,0180	—0,0581	0,0720	0,0610	—0,0381	0,0976	0,3794	1,2232	0,3573	0,5982	0,4419
	0,950	—0,1284	—0,0123	—0,0626	0,0690	0,0614	—0,0375	0,0957	0,3716	1,2445	0,3336	0,6129	0,4374
	0,900	—0,1374	—0,0055	—0,0679	0,0657	0,0622	—0,0767	0,0934	0,3626	1,2693	0,3057	0,630	0,4321
	0,850	—0,1479	0,0030	—0,0744	0,0620	0,06[illegible]9	—0,0357	0,0906	0,3521	1,2988	0,2717	0,6518	0,4256
	0,800	—0,1603	0,013[illegible]	—0,0822	0,0577	0,0666	—0,0345	0,0873	0,3397	1,3339	0,2[illegible]09	0,6777	0,4178
	0,750	—0,1756	0,0268	—0,0922	0,0526	0,0711	—0,0327	0,0832	0,3244	1,3780	0,1786	0,7112	0,4078
	0,700	—0,1945	0,0445	—0,1052	0,0467	0,0786	—0,0[illegible]04	0,0779	0,3055	1,4335	0,1113	0,7549	0,3948
	0,650	—0,2188	0,0688	—0,1227	0,0395	0,0914	—0,0270	0,0712	0,2812	1,5064	0,0209	0,8142	0,3773
	0,600	—0,2516	0,10[illegible]8	—0,1474	0,0309	0,1143	—0,0218	0,0622	0,2484	1,6070	0,1066	0,8986	0,3526
	0,550	—0,2988	0,1575	—0,1852	0,0202	0,1585	—0,0139	0,0495	0,2012	1,7551	0,2990	1,0279	0,3148
A 1 B 2 C 3 D 4 E	1,000	—0,0357	—0,1072	—0,0351	—0,0179	0,0561	0,0561	—0,0179	—0,0357	0,4642	1,1430	0,4642	—0,0351
	0,950	—0,0382	—0,1050	—0,0382	—0,0191	0,0556	0,0556	—0,0191	—0,0382	0,4714	1,1336	0,4714	—0,0382
	0,900	—0,0411	—0,1022	—0,0411	—0,0206	0,0552	0,0552	—0,0206	—0,0411	0,4800	1,1222	0,4800	—0,0411
	0,850	—0,0445	—0,0988	—0,0445	—0,0223	0,0548	0,0548	—0,0223	—0,0445	0,4902	1,1086	0,4902	—0,0445
	0,800	—0,0485	—0,0946	—0,0485	—0,0243	0,0545	0,0545	—0,0243	—0,0485	0,5024	1,0922	0,5024	—0,0485
	0,750	—0,0536	—0,0892	—0,0536	—0,0268	0,0542	0,0542	—0,0268	—0,0536	0,5180	1,0712	0,5180	—0,0536
	0,700	—0,0599	—0,0822	—0,0599	—0,0300	0,0542	0,0542	—0,0300	—0,0599	0,5376	1,0446	0,5376	—0,0599
	0,650	—0,0683	—0,0724	—0,0683	—0,0342	0,0547	0,0547	—0,0342	—0,0683	0,5642	1,0082	0,5642	—0,0683
	0,600	—0,0798	—0,0584	—0,0798	—0,0399	0,0561	0,0561	—0,0399	—0,0798	0,6012	0,9572	0,6012	—0,0798
	0,550	—0,0968	—0,0370	—0,0968	—0,0484	0,0599	0,0599	—0,0484	—0,0968	0,6566	0,8804	0,6566	—0,0968
A 1 B 2 C 3 D 4 E	1,000	—0,0670	0,0178	—0,0045	0,0937	—	—	—	0,4330	0,6518	—0,1071	0,0268	—0,0045
	0,950	—0,0711	0,0201	—0,0053	0,0920	—	—	—	0,4289	0,6623	—0,1166	0,0307	—0,0053
	0,900	—0,0758	0,0228	—0,0063	0,0900	—	—	—	0,4242	0,6744	—0,1277	0,0354	—0,0063
	0,850	—0,0812	0,0262	—0,0077	0,0877	—	—	—	0,4188	0,6886	—0,1413	0,0416	—0,0077
	0,800	—0,0875	0,0303	—0,0095	0,0851	—	—	—	0,4125	0,7053	—0,1576	0,0493	—0,0095
	0,750	—0,0952	0,0357	—0,0119	0,0819	—	—	—	0,4048	0,7261	—0,1885	0,0595	—0,0119
	0,700	—0,1046	0,0428	—0,0153	0,0782	—	—	—	0,3954	0,7520	—0,2055	0,0734	—0,0153
	0,650	—0,1164	0,0525	—0,0202	0,0736	—	—	—	0,3836	0,7853	—0,2416	0,0929	—0,0202
	0,600	—0,1319	0,0665	—0,0277	0,0677	—	—	—	0,3681	0,8303	—0,2926	0,1219	—0,0277
	0,550	—0,1536	0,0880	—0,0400	0,0600	—	—	—	0,3464	0,8952	—0,3696	0,1680	—0,0400
Множитель		pl^2				pl							

Продолжение табл. 3.12

Схемы нагрузок	μ	Изгибающие моменты							Опорные реакции				
		M_B	M_C	M_D	M_1	M_2	M_3	M_4	A	B	C	D	E
	1,000	—0,0491	—0,0536	0,0134	—	0,0737	—	—	—0,0491	0,5446	0,5715	—0,0804	0,0134
	0,950	—0,0520	—0,0525	0,0138	—	0,0728	—	—	—0,0520	0,5515	0,5668	—0,0801	0,0138
	0,900	—0,0553	—0,0511	0,0142	—	0,0718	—	—	—0,0553	0,5595	0,5611	—0,0795	0,0142
	0,850	—0,0590	—0,0494	0,0145	—	0,0708	—	—	—0,0590	0,5686	0,5543	—0,0784	0,0145
	0,800	—0,0633	—0,0473	0,0148	—	0,0698	—	—	—0,0633	0,5793	0,5461	—0,0769	0,0148
	0,750	—0,0685	—0,0446	0,0149	—	0,0687	—	—	—0,0685	0,5924	0,5356	—0,0744	0,0149
	0,700	—0,0746	—0,0411	0,0147	—	0,0677	—	—	—0,0746	0,6081	0,5223	—0,0705	0,0147
	0,650	—0,0822	—0,0362	0,0139	—	0,0669	—	—	—0,0822	0,6282	0,5041	—0,0640	0,0139
	0,600	—0,0920	—0,0293	0,0122	—	0,0664	—	—	—0,0920	0,6548	0,4786	—0,0596	0,0122
	0,550	—0,1052	—0,0185	0,0084	—	0,0669	—	—	—0,1052	0,6919	0,4402	—0,0353	0,0084
Множитель		pl^2							pl				

Пятипролетная балка



Схемы нагрузок	μ	Изгибающие моменты							Опорные реакции					
		M_B	M_C	M_D	M_E	M_1	M_2	M_3	A	B	C	D	E	F
	1,000	—0,1052	—0,0790	—0,0790	—0,1052	0,0779	0,0332	0,0460	0,3948	1,1314	0,9738	0,9738	1,1314	0,3948
	0,950	—0,1102	—0,0812	—0,0812	—0,1102	0,0760	0,0297	0,0438	0,3898	1,1392	0,9710	0,9710	1,1392	0,3898
	0,900	—0,1156	—0,0838	—0,0838	—0,1156	0,0739	0,0258	0,0412	0,3844	1,1474	0,9682	0,9682	1,1474	0,3844
	0,850	—0,1218	—0,0860	—0,0860	—0,1218	0,0715	0,0217	0,0390	0,3782	1,1576	0,9642	0,9642	1,1576	0,3782
	0,800	—0,1288	—0,0878	—0,0878	—0,1288	0,0689	0,0175	0,0372	0,3712	1,1698	0,9590	0,9590	1,1698	0,3712
	0,750	—0,1364	—0,0908	—0,0908	—0,1364	0,0661	0,0124	0,0342	0,3636	1,1820	0,9544	0,9544	1,1820	0,3636
	0,700	—0,1454	—0,0932	—0,0932	—0,1454	0,0629	0,0071	0,0318	0,3546	1,1976	0,9478	0,9478	1,1976	0,3546
	0,650	—0,1554	—0,0956	—0,0956	—0,1554	0,0594	0,0013	0,0294	0,3446	1,2152	0,9402	0,9402	1,2152	0,3446
	0,600	—0,1676	—0,0978	—0,0978	—0,1676	0,0552	—0,0053	0,0272	0,3324	1,2374	0,9302	0,9302	1,2374	0,3324
	0,550	—0,1818	—0,0996	—0,0996	—0,1818	0,0506	—0,0123	0,0254	0,3182	1,2640	0,9178	0,9178	1,2640	0,3182

	1,000	—0,0526	—0,0395	—0,0395	—0,0526	0,1000	—0,0461	0,0855	0,4474	0,5657	0,4869	0,4869	0,5657	0,4474
	0,950	—0,0553	—0,0406	—0,0406	—0,0553	0,0990	—0,0479	0,0844	0,4449	0,5696	0,4855	0,4855	0,5696	0,4449
	0,900	—0,0578	—0,0419	—0,0419	—0,0578	0,0978	—0,0499	0,0831	0,4422	0,5737	0,4841	0,4841	0,5737	0,4422
	0,850	—0,0609	—0,0430	—0,0430	—0,0609	0,0964	—0,0520	0,0820	0,4391	0,5788	0,4821	0,4821	0,5788	0,4391
	0,800	—0,0644	—0,0442	—0,0442	—0,0644	0,0949	—0,0542	0,0811	0,4356	0,5849	0,4795	0,4795	0,5849	0,4356
	0,750	—0,0682	—0,0455	—0,0455	—0,0682	0,0932	—0,0568	0,0796	0,4318	0,5910	0,4772	0,4772	0,5910	0,4318
	0,700	—0,0727	—0,0467	—0,0467	—0,0727	0,0913	—0,0597	0,0784	0,4273	0,5988	0,4739	0,4739	0,5988	0,4273
	0,650	—0,0777	—0,0479	—0,0479	—0,0777	0,0892	—0,0628	0,0772	0,4223	0,6076	0,4701	0,4701	0,6076	0,4223
	0,600	—0,0838	—0,0489	—0,0489	—0,0838	0,0866	—0,0664	0,0761	0,4162	0,6187	0,4651	0,4651	0,6187	0,4162
	0,550	—0,0909	—0,0498	—0,0498	—0,0909	0,0837	—0,0704	0,0752	0,4091	0,6320	0,4589	0,4589	0,6320	0,4091
	1,000	—0,0526	—0,0395	—0,0395	—0,0526	—0,0263	0,0790	—0,0395	—0,0526	0 5657	0,4869	0,4869	0,5657	—0,0526
	0,950	—0,0553	—0,0406	—0,0406	—0,0553	—0,0277	0,0772	—0,0405	—0,0553	0,5701	0,4852	0,4852	0,5701	—0,0553
	0,900	—0,0578	—0,0419	—0,0419	—0,0578	—0,0289	0,0753	—0,0419	—0,0578	0,5737	0,4841	0,4841	0,5737	—0,0578
	0,850	—0,0609	—0,0430	—0,0430	—0,0609	—0,0305	0,0732	—0,0430	—0,0609	0,5788	0,4821	0,4821	0,5788	—0,0609
	0,800	—0,0644	—0,0442	—0,0442	—0,0644	—0,0322	0,0710	—0,0442	—0,0643	0,5844	0,4799	0,4799	0,5844	—0,0643
	0,750	—0,0682	—0,0455	—0,0455	—0,0682	—0,0341	0,0684	—0,0455	—0,0682	0,5909	0,4773	0,4773	0,5909	—0,0682
	0,700	—0,0727	—0,0467	—0,0467	—0,0727	—0,0363	0,0657	—0,0467	—0,0727	0,5985	0,4741	0,4741	0,5985	—0,0726
	0,650	—0,0777	—0,0479	—0,0479	—0,0777	—0,0389	0,0626	—0,0479	—0,0777	0,6075	0,4702	0,4702	0,6075	—0,0777
	0,600	—0,0838	—0,0489	—0,0489	—0,0838	—0,0419	0,0593	—0,0489	—0,0838	0,6187	0,4651	0,4651	0,6187	—0,0838
	0,550	—0,0909	—0,0498	—0,0498	—0,0909	—0,0455	0,0555	—0,0497	—0,0909	0,6321	0,4588	0,4588	0,6321	—0,0909
	1,000	—0,1196	—0,0216	—0,0443	—0,0514	0,0724	0,0592	—0,0330	0,3804	1,2176	0,3793	0,5156	0,5585	—0,0514
	0,950	—0,1264	—0,0203	—0,0462	—0,0538	0,0698	0,0573	—0,0333	0,3736	1,2325	0,3680	0,5183	0,5614	—0,0538
	0,900	—0,1336	—0,0189	—0,0488	—0,0559	0,0671	0,0553	—0,0339	0,3664	1,2483	0,3554	0,5228	0,5630	—0,0559
	0,850	—0,1422	—0,0166	—0,0515	—0,0584	0,0640	0,0535	—0,0341	0,3578	1,2678	0,3395	0,5280	0,5653	—0,0584
	0,800	—0,1520	—0,0136	—0,0548	—0,0610	0,0606	0,0518	—0,0342	0,3480	1,2905	0,3202	0,5351	0,5672	—0,0610
	0,750	—0,1637	—0,0091	—0,0592	—0,0636	0,0565	0,0506	—0,0342	0,3363	1,3183	0,2953	0,5457	0,5680	—0,0636
	0,700	—0,1776	—0,0028	—0,0647	—0,0662	0,0520	0,0501	—0,0338	0,3224	1,3524	0,2633	0,5604	0,5677	—0,0662
	0,650	—0,1948	0,0066	—0,0725	—0,0682	0,0466	0,0512	—0,0330	0,3052	1,3962	0,2195	0,5834	0,5639	—0,0682
	0,600	—0,2173	0,0215	—0,0844	—0,0690	0,0400	0,0556	—0,0315	0,2827	1,4561	0,1553	0,6213	0,5536	—0,0690
	0,550	—0,2443	0,0378	—0,1145	—0,0616	0,0327	0,0615	—0,0384	0,2557	1,5264	0,0656	0,7052	0,5087	—0,0616
Множитель		pl^2							pl					

Продолжение табл. 3.12

Схемы нагрузок	μ	Изгибающие моменты						
		M_B	M_C	M_D	M_E	M_1	M_2	M_3
A 1 B 2 C 3 D 4 E 5 F	1,000	—0,0346	—0,1112	—0,0204	—0,0574	—0,0174	0,0550	0,0633
	0,950	—0,0351	—0,1173	—0,0189	—0,0608	—0,0176	0,0522	0,0617
	0,900	—0,0348	—0,1248	—0,0170	—0,0647	—0,0174	0,0493	0,0599
	0,850	—0,0345	—0,1328	—0,0141	—0,0694	—0,0173	0,0462	0,0586
	0,800	—0,0337	—0,1422	—0,0099	—0,0750	—0,0169	0,0429	0,0577
	0,750	—0,0318	—0,1545	—0,0045	—0,0819	—0,0159	0,0394	0,0568
	0,700	—0,0288	—0,1695	0,0037	—0,0906	—0,0144	0,0357	0,0571
	0,650	—0,0232	—0,1895	0,0161	—0,1023	—0,0116	0,0325	0,0594
	0,600	—0,0134	—0,2179	0,0363	—0,1193	—0,0067	0,0303	0,0665
	0,550	0,0058	—0,2629	0,0630	—0,1421	0,0029	0,0325	0,0782
A 1 B 2 3 D 4 E 5 F	1,000	—0,0670	0,0179	—0,0048	0,0012	0,0937	—	—
	0,950	—0,0711	0,0202	—0,0057	0,0015	0,0920	—	—
	0,900	—0,0758	0,0230	—0,0069	0,0019	0,0900	—	—
	0,850	—0,0813	0,0264	—0,0085	0,0025	0,0877	—	—
	0,800	—0,0877	0,0307	—0,0106	0,0033	0,0850	—	—
	0,750	—0,0955	0,0364	—0,0137	0,0046	0,0818	—	—
	0,700	—0,1050	0,0439	—0,0180	0,0064	0,0780	—	—
	0,650	—0,1171	0,0545	—0,0246	0,0095	0,0733	—	—
	0,600	—0,1395	0,0704	—0,0355	0,0148	0,0672	—	—
	0,550	—0,1575	0,0968	—0,0535	0,0252	0,0587	—	—

Схемы нагрузок	μ	Опорные реакции					
		A	B	C	D	E	F
A 1 B 2 C 3 D 4 E 5 F	1,000	—0,0346	0,4580	1,1674	0,3722	0,5944	0,4426
	0,950	—0,0351	0,4529	1,1806	0,3597	0,6027	0,4392
	0,900	—0,0348	0,4448	1,1978	0,3445	0,6124	0,4353
	0,850	—0,0345	0,4362	1,2170	0,3260	0,6247	0,4306
	0,800	—0,0337	0,4252	1,2408	0,3026	0,6302	0,4250
	0,750	—0,0318	0,4091	1,2727	0,2726	0,6593	0,4181
	0,700	—0,0288	0,3881	1,3139	0,2325	0,6849	0,4094
	0,650	—0,0232	0,3569	1,3719	0,1760	0,7207	0,3977
	0,600	—0,0134	0,3089	1,4587	0,0902	0,7749	0,3807
	0,550	0,0058	0,2255	1,5946	—0,0310	0,8472	0,3579
A 1 B 2 3 D 4 E 5 F	1,000	0,4330	0,6519	—0,1076	0,0287	—0,0072	0,0012
	0,950	0,4289	0,6624	—0,1172	0,0331	—0,0087	0,0015
	0,900	0,4242	0,6746	—0,1287	0,0387	—0,0107	0,0019
	0,850	0,4187	0,6890	—0,1426	0,0459	—0,0135	0,0025
	0,800	0,4123	0,7061	—0,1597	0,0552	—0,0172	0,0033
	0,750	0,4045	0,7274	—0,1820	0,0684	—0,0229	0,0046
	0,700	0,3950	0,7539	—0,2108	0,0863	—0,0308	0,0064
	0,650	0,3829	0,7887	—0,2507	0,1132	—0,0436	0,0095
	0,600	0,3665	0,8374	—0,3098	0,1562	—0,0651	0,0148
	0,550	0,3425	0,9118	—0,4066	0,2330	—0,1059	0,0252

32 134

A 1 B 2 C 3 D 4 E 5 F	1,000	—0,0490	—0,0538	0,0143	—0,0036	—	0,0736	—	—0,0490	0,5442	0,5729	—0,0860	0,0215	—0,0036
	0,950	—0,0511	—0,0565	0,0160	—0,0042	—	0,0712	—	—0,0511	0,5457	0,5779	—0,0927	0,0244	—0,0042
	0,900	—0,0528	—0,0599	0,0180	—0,0050	—	0,0687	—	—0,0528	0,5457	0,5850	—0,1009	0,0280	—0,0050
	0,850	—0,0549	—0,0634	0,0204	—0,0060	—	0,0659	—	—0,0549	0,5464	0,5923	—0,1092	0,0324	—0,0060
	0,800	—0,0570	—0,0676	0,0234	—0,0073	—	0,0628	—	—0,0570	0,5464	0,6016	—0,1217	0,0380	—0,0073
	0,750	—0,0591	—0,0727	0,0272	—0,0091	—	0,0592	—	—0,0591	0,5455	0,6135	—0,1362	0,0454	—0,0091
	0,700	—0,0611	—0,0790	0,0323	—0,0115	—	0,0551	—	—0,0611	0,4532	0,6292	—0,1551	0,0553	—0,0115
	0,650	—0,0626	—0,0872	0,0393	—0,0151	—	0,0504	—	—0,0626	0,5380	0,6511	—0,1809	0,0695	—0,0151
	0,600	—0,0631	—0,0986	0,0497	—0,0204	—	0,0448	—	—0,0631	0,5276	0,6838	—0,2187	0,0911	—0,0207
	0,550	—0,0607	—0,1163	0,0666	—0,0302	—	0,0380	—	—0,0607	0,5051	0,7385	—0,2797	0,1270	—0,0302
A 1 B 2 C 3 D 4 E 5 F	1,000	0,0132	—0,0526	—0,0526	0,0132	—	—	0,0724	0,0132	—0,0790	0,5658	0,5658	—0,0790	0,0132
	0,950	0,0145	—0,0551	—0,0551	0,0145	—	—	0,0699	0,0145	—0,0841	0,5696	0,5696	—0,0841	0,0145
	0,900	0,0161	—0,0580	—0,0580	0,0161	—	—	0,0670	0,0161	—0,0902	0,5741	0,5741	—0,0902	0,0161
	0,850	0,0179	—0,0609	—0,0609	0,0179	—	—	0,0641	0,0179	—0,0967	0,5788	0,5788	—0,0967	0,0179
	0,800	0,0200	—0,0640	—0,0640	0,0200	—	—	0,0610	0,0200	—0,1040	0,5840	0,5840	—0,1040	0,0200
	0,750	0,0227	—0,0681	—0,0681	0,0227	—	—	0,0569	0,0227	—0,1135	0,5908	0,5908	—0,1135	0,0227
	0,700	0,0259	—0,0725	—0,0725	0,0259	—	—	0,0525	0,0259	—0,1243	0,5984	0,5984	—0,1243	0,0259
	0,650	0,0299	—0,0777	—0,0777	0,0299	—	—	0,0473	0,0299	—0,1375	0,6076	0,6076	—0,1375	0,0299
	0,600	0,0349	—0,0838	—0,0838	0,0349	—	—	0,0412	0,0349	—0,1536	0,6187	0,6187	—0,1536	0,0340
	0,550	0,0414	—0,0911	—0,0911	0,0414	—	—	0,0339	0,0414	—0,1739	0,6325	0,6325	—0,1739	0,0414
Множитель		pl^2							pl					

Данные для определения опорных изгибающих моментов и опорных реакций в равнопролетных неразрезных балках (с числом пролетов от двух до пяти, а также в полубесконечной и бесконечной балке) при осадке опор приведены в табл. 3.13 (таблицы Жодзишского).

Эта таблица может быть использована для определения усилий в неразрезных балках от осадки некоторых опор (при учете разности осадок наружных стен из каменной кладки и внутренних железобетонных стоек и фундаментов в случаях разновременного возведения опор), а также для расчета балок на упругих опорах и расчета балочных растверков.

Таблица 3.13

Опорные изгибающие моменты и опорные реакции в равнопролетных неразрезных балках при осадке опор

Двухпролетная балка

0 1 2	Опорные моменты	Опорные реакции		
Смещения	1	0	1	2
$\Delta_0=1$	—1,5000	—1,5000	3,0000	—1,5000
$\Delta_1=1$	3,0000	3,0000	—6,0000	3,0000
Множитель	$\frac{EJ}{l^2}\Delta$	$\frac{EJ}{l^3}\Delta$		

Трехпролетная балка

0 1 2 3	Опорные моменты		Опорные реакции			
Смещения	1	2	0	1	2	3
$\Delta_0=1$	—1,6000	0,4000	—1,6000	3,6000	—2,4000	0,4000
$\Delta_1=1$	3,6000	—2,4000	3,6000	—9,6000	8,4000	—2,4000
$\Delta_0=1$, $\Delta_3=1$	—1,2000	—1,2000	—1,2000	1,2000	1,2000	—1,2000
$\Delta_0=1$, $\Delta_3=-1$	—2,0000	2,0000	—2,0000	6,0000	—6,0000	2,0000
Множитель	$\frac{EJ}{l^2}\Delta$		$\frac{EJ}{l^3}\Delta$			

Продолжение табл. 3.13

Четырехпролетная балка

0 1 2 3 4 (схема балки)	Опорные моменты			Опорные реакции				
Смещения	1	2	3	0	1	2	3	4
$\Delta_0=1$	—1,6071	0,4286	—0,1071	—1,6071	3,6428	—2,5714	0,6428	—0,1071
$\Delta_1=1$	3,6428	—2,5714	0,6428	3,6428	—9,8571	9,4285	—3,8571	0,6428
$\Delta_2=1$	—2,5714	4,2857	—2,5714	—2,5714	9,4285	—13,7142	9,4285	—2,5714
$\Delta_1=1$, $\Delta_3=1$	4,2857	—5,1428	4,2857	4,2857	—13,7142	18,8571	—13,7142	4,2857
$\Delta_0=1$, $\Delta_4=1$	—1,7143	0,8571	—1,7143	—1,7143	4,2857	—5,1428	4,2857	—1,7143
$\Delta_0=1$, $\Delta_4=-1$	—1,5000	0	1,5000	—1,5000	3,0000	0	—3,0000	1,5000
$\Delta_1=1$, $\Delta_3=-1$	3,0000	0	—3,0000	3,0000	—6,0000	0	6,0000	—3,0000
Множитель	$\frac{EJ}{l^2}\Delta$			$\frac{EJ}{l^3}\Delta$				

Пятипролетная балка

1 2 3 4 (схема: пролеты l)	Опорные моменты				Опорные реакции					
Смещения	1	2	3	4	0	1	2	3	4	5
$\Delta_0=1$	−1,6076	0,4306	−0,1148	0,0287	−1,6076	3,6459	−2,5837	0,6890	−0,1723	0,0287
$\Delta_1=1$	3,6459	−2,5837	0,6890	−0,1722	3,6459	−9,8755	9,5023	−4,1340	1,0335	−0,1722
$\Delta_2=1$	−2,5837	4,3349	−2,7560	0,6890	−2,5837	9,5023	−14,0095	10,5359	−4,1340	0,6890
$\Delta_0=1$, $\Delta_5=1$	−1,5789	0,3158	0,3158	−1,5789	−1,5789	3,4736	−1,8947	−1,8947	3,4736	−1,5789
$\Delta_1=1$, $\Delta_4=1$	3,4736	−1,8947	−1,8947	3,4736	3,4736	−8,8420	5,3684	5,3684	8,8420	3,4736
$\Delta_2=1$, $\Delta_3=1$	−1,8947	1,5789	1,5789	−1,8947	−1,8947	5,3683	−3,4736	3,4736	5,3683	−1,8947
$\Delta_0=1$, $\Delta_5=-1$	−1,6363	0,5454	−0,5454	1,6363	−1,6363	3,8181	−3,2727	3,2727	−3,8181	1,6363
$\Delta_1=1$, $\Delta_4=-1$	3,8181	−3,2727	3,2727	−3,8181	3,8181	−10,9090	13,6363	−13,6363	10,9090	−3,8181
$\Delta_2=1$, $\Delta_3=-1$	−3,2727	6,1909	−6,1909	3,2727	−3,2727	13,6363	−24,5454	24,5454	−13,6363	3,2727
Множитель	$\frac{EJ}{l^2}\Delta$				$\frac{EJ}{l^3}\Delta$					

Полубесконечная балка

0 1 2 3 4 5 *и т.д.*

l l l l l l

Опорные моменты

Множитель $\frac{EJ}{l^2}\Delta$

Смещения	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
$\Delta_0 = 1$	−1,6078	0,4308	−0,1154	0,0309	−0,0083	0,0022	−0,0006	0,0001	—	—	—	—
$\Delta_1 = 1$	3,6462	−2,5848	0,6926	−0,1856	0,0497	−0,0133	0,0036	−0,0010	0,0003	—	—	—
$\Delta_2 = 1$	−2,5848	4,3388	−2,7704	0,7423	−0,1989	0,0533	−0,0143	0,0038	−0,0010	0,0003	—	—
$\Delta_3 = 1$	0,6926	−2,7704	4,3885	−2,7837	0,7459	−0,1998	0,0536	−0,0143	0,0038	−0,0010	0,0003	—
$\Delta_4 = 1$	−0,1856	0,7423	−2,7837	4,3921	−2,7846	0,7462	−0,1999	0,0536	−0,0143	0,0038	−0,0010	0,0003

Опорные реакции

Множитель $\frac{EJ}{l^3}\Delta$

Смещения	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
$\Delta_0 = 1$	−1,6078	3,6462	−2,5848	0,6926	−0,1856	0,0497	−0,0133	0,0035	0,0008	—	—	—
$\Delta_1 = 1$	3,6462	−9,8772	9,5084	−4,1556	1,1135	−0,2983	0,0799	−0,0215	0,0059	−0,0016	—	—
$\Delta_2 = 1$	−2,5848	9,5084	−14,0328	10,6219	−4,4539	1,1934	−0,3198	0,0857	−0,0229	0,0061	−0,0016	—
$\Delta_3 = 1$	0,6926	−4,1556	10,6219	−14,3511	10,7018	−4,4753	1,1991	−0,3213	0,0860	−0,0229	0,0061	−0,0016
$\Delta_4 = 1$	−0,1856	1,1135	−4,4539	10,7018	−14,3525	10,7075	−4,4769	1,1996	−0,3214	0,0860	−0,0229	0,0061

и т. д. −4 −3 −2 1 2 3 4 *и т. д.*

l l l l l l l l

Бесконечная балка

Единичная просадка $\Delta_1 = 1$ первой (условно) опоры

Опорные факторы	1	2 (−2)	3 (−3)	4 (−4)	5 (−5)	6 (−6)	7 (−7)	8 (−8)	9 (−9)	Множитель
Моменты	4,3924	−2,7847	0,7462	−0,1999	0,0536	−0,0143	0,0038	−0,0010	0,0003	$\frac{EJ}{l^2}\Delta$
Реакции	−14,3542	10,7080	−4,4770	1,1996	−0,3214	0,0861	−0,0231	0,0066	−0,0016	$\frac{EJ}{l^3}\Delta$

Таблица 3.14

Опорные изгибающие моменты и опорные реакции в полубесконечной равнопролетной балке от единичного момента $M_0 = 1$ на крайней опоре

0 1 2 3 4 5 6 7 и т.д

Опорные факторы	0	1	2	3	4	5	6	7	Множитель
Моменты	1,0000	—0,2679	0,0718	—0,0192	0,0051	—0,0014	0,0004	—0,0001	M_0
Реакции	—2,2679	1,6077	—0,4308	0,1154	—0,0309	0,0083	—0,0022	0,0006	$\frac{M_0}{l}$

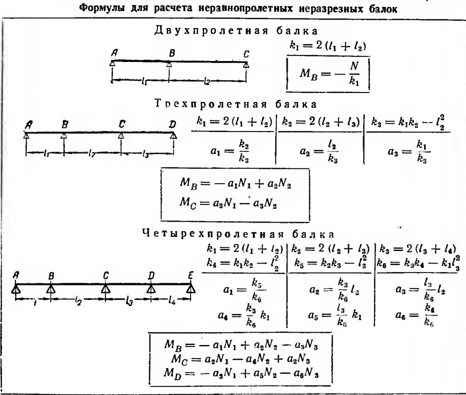
Формулы для расчета неравнопролетных неразрезных балок с количеством пролетов 2, 3, 4 и 5, позволяющие определить опорные изгибающие моменты, приведены в табл. 3.15. По этим формулам решения могут быть получены для 4 видов нагрузок.

Загружению могут быть подвергнуты все пролеты, ряд пролетов или каждый пролет в отдельности. Значения грузовых членов N приведены в табл. 3.16.

НЕРАВНОПРОЛЕТНЫЕ ПЛИТЫ И БАЛКИ

Таблица 3.15

Формулы для расчета неравнопролетных неразрезных балок



Двухпролетная балка

$$k_1 = 2(l_1 + l_2)$$

$$M_B = -\frac{N}{k_1}$$

Трехпролетная балка

$$k_1 = 2(l_1 + l_2) \quad k_2 = 2(l_2 + l_3) \quad k_3 = k_1 k_2 - l_2^2$$

$$a_1 = \frac{k_2}{k_3} \quad a_2 = \frac{l_2}{k_3} \quad a_3 = \frac{k_1}{k_3}$$

$$M_B = -a_1 N_1 + a_2 N_2$$

$$M_C = a_2 N_1 - a_3 N_2$$

Четырехпролетная балка

$$k_1 = 2(l_1 + l_2) \quad k_2 = 2(l_2 + l_3) \quad k_3 = 2(l_3 + l_4)$$

$$k_4 = k_1 k_2 - l_2^2 \quad k_5 = k_2 k_3 - l_3^2 \quad k_6 = k_3 k_4 - k_1 l_3^2$$

$$a_1 = \frac{k_5}{k_6} \quad a_2 = \frac{k_3}{k_6} l_2 \quad a_3 = \frac{l_3}{k_6} l_2$$

$$a_4 = \frac{k_3}{k_6} k_1 \quad a_5 = \frac{l_3}{k_6} k_1 \quad a_6 = \frac{k_4}{k_6}$$

$$M_B = -a_1 N_1 + a_2 N_2 - a_3 N_3$$

$$M_C = a_2 N_1 - a_4 N_2 + a_5 N_3$$

$$M_D = -a_3 N_1 + a_5 N_2 - a_6 N_3$$

Продолжение табл. 3.15

Пятипролетная балка



$k_1 = 2(l_1 + l_2)$	$k_2 = 2(l_2 + l_3)$	$k_3 = 2(l_3 + l_4)$	$k_4 = 2(l_4 + l_5)$	
$k_5 = k_1k_2 - l_2^2$	$k_6 = k_3k_4 - l_4^2$	$k_7 = k_2k_6 - l_3^2k_4$	$k_8 = k_3k_5 - l_3^2k_1$	$k_9 = k_5k_6 - l_3^2k_1$
$a_1 = \frac{k_7}{k_9}$	$a_2 = \frac{k_6}{k_9} l_2$	$a_3 = \frac{l_2l_3}{k_9} k_4$	$a_4 = \frac{l_2l_3l_4}{k_9}$	$a_5 = \frac{k_6}{k_4} k_1$
$a_6 = \frac{k_1l_3}{k_9} k_4$	$a_7 = \frac{k_1l_3}{k_9} l_4$	$a_8 = \frac{k_1}{k_9} k_4$	$a_9 = \frac{k_5}{k_4} l_4$	$a_{10} = \frac{k_8}{k_4}$

$$M_B = -a_1N_1 + a_2N_2 - a_3N_3 + a_4N_4$$
$$M_C = a_2N_1 - a_5N_2 + a_5N_3 - a_7N_4$$
$$M_D = -a_3N_1 + a_6N_2 - a_8N_3 + a_9N_4$$
$$M_E = a_4N_1 - a_7N_2 + a_9N_3 - a_{10}N_4$$

Таблица 3.16

Грузовые члены N

Вид нагружения	Грузовые члены	Схема нагружения			
		q; l	P; $l/2$, $l/2$	P', P; $l/3$, $l/3$, $l/3$	P, P, P; $l/4$, $l/4$, $l/4$, $l/4$
Нагружен один пролет	N	$\frac{ql^4}{4}$	$\frac{3}{8}Pl^2$	$\frac{2}{3}Pl^2$	$\frac{15}{16}Pl^2$
Полное загружение	N_1	$\frac{q_1l_1^3 + q_2l_2^3}{4}$	$\frac{3}{8}(P_1l_1^2 + P_2l_2^2)$	$\frac{2}{3}(P_1l_1^2 + P_2l_2^2)$	$\frac{15}{16}(P_1l_1^2 + P_2l_2^2)$
	N_2	$\frac{q_2l_2^3 + q_3l_3^3}{4}$	$\frac{3}{8}(P_2l_2^2 + P_3l_3^2)$	$\frac{2}{3}(P_2l_2^2 + P_3l_3^2)$	$\frac{15}{16}(P_2l_2^2 + P_3l_3^2)$
	N_3	$\frac{q_3l_3^3 + q_4l_4^3}{4}$	$\frac{3}{8}(P_3l_3^2 + P_4l_4^2)$	$\frac{2}{3}(P_3l_3^2 + P_4l_4^2)$	$\frac{15}{16}(P_3l_3^2 + P_4l_4^2)$
	N_4	$\frac{q_4l_4^3 + q_5l_5^3}{4}$	$\frac{3}{8}(P_4l_4^2 + P_5l_5^2)$	$\frac{2}{3}(P_4l_4^2 + P_5l_5^2)$	$\frac{15}{16}(P_4l_4^2 + P_5l_5^2)$

НЕРАЗРЕЗНЫЕ ПЛИТЫ И БАЛКИ (РАСЧЕТ ПО МЕТОДУ ПРЕДЕЛЬНОГО РАВНОВЕСИЯ)

Пользуясь рис. 3.2 и табл. 3.17, можно построить огибающие эпюры моментов в равнопролетных второстепенных балках, загруженных равномерной постоянной нагрузкой g и равномерной полезной нагрузкой p при соотношениях p/g от 0,5 до 5,0.

Данные рис. 3.2 и табл. 3.17 получены с учетом перераспределения усилий вследствие пластических деформаций, т. е. методом предельного равновесия.

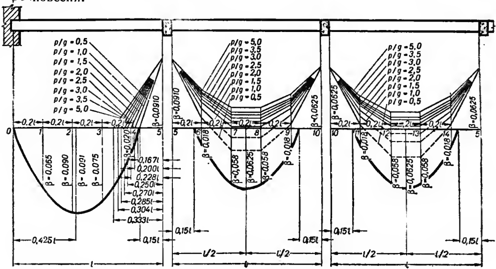


Рис. 3.2. Коэффициенты β для определения ординат огибающих эпюр моментов.

Изгибающие моменты вычисляются по формуле $M = \beta (g + p) l^2$. Коэффициенты β для определения пролетных положительных изгибающих моментов и опорных отрицательных моментов показаны на рис. 3.2. Значения β для определения ординат пролетных отрицательных моментов приведены в табл. 3.17.

Данными рис. 3.2 и табл. 3.17 не следует пользоваться при расчете балок, армированных холодносплющенной арматурой. Такие конструкции следует рассчитывать по табл. 3.5 и 3.7, относящимся к упругому поведению системы.

Таблица 3.17

Значения коэффициента β для определения ординат пролетных отрицательных моментов

№ точек	p/g 0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0
6	−0,025	−0,035	−0,041	−0,045	−0,048	−0,050	−0,052	−0,053	−0,054	−0,055
7	+0,011	−0,005	−0,014	−0,020	−0,023	−0,027	−0,030	−0,032	−0,033	−0,035
8	+0,016	+0,001	−0,008	−0,014	−0,017	−0,022	−0,025	−0,026	−0,028	−0,029
9	−0,008	−0,018	−0,024	−0,028	−0,031	−0,033	−0,035	−0,036	−0,037	−0,038
11	−0,003	−0,013	−0,019	−0,023	−0,025	−0,028	−0,029	−0,030	−0,032	−0,033
12	+0,028	+0,013	+0,004	−0,003	−0,006	−0,010	−0,013	−0,015	−0,016	−0,018
13	+0,028	+0,013	+0,004	−0,003	−0,006	−0,010	−0,013	−0,015	−0,016	−0,018
14	−0,003	−0,013	−0,019	−0,023	−0,025	−0,028	−0,029	−0,030	−0,032	−0,033

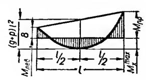
Пользуясь табл. 3.18, можно определить значения опорных моментов и момента в середине пролета при соблюдении условия, чтобы полусумма опорных моментов плюс момент в середине пролета была равна $\frac{(g+p)l^2}{8}$. Кроме того, с помощью табл. 3.18 можно решать задачи: а) при заданном пролетном моменте найти оба опорных момента; б) при заданных опорных моментах (один из моментов может быть равен нулю, что соответствует шарнирному опиранию) найти момент в середине пролета

При равенстве нулю левого опорного момента (шарнирное опирание на левой опоре) следует принять $n_{лев} = \infty$; при равенстве нулю правого опорного момента (шарнирное опирание на правой опоре) следует принять $n_{пр} = \infty$.

Табл. 3.18 удобно пользоваться при расчете многопролетных неравнопролетных плит и второстепенных балок методом предельного равновесия, т. е. с учетом пластических деформаций.

Таблица 3.18

Коэффициенты n_x для определения максимальных пролетных моментов в неразрезных плитах и балках, загруженных равномерной нагрузкой при заданных опорных моментах



$$M_{пр} = \frac{(g+p)l^2}{n_{пр}}$$

$$M_{лев} = \frac{(g+p)l^2}{n_{лев}}$$

$$M_x^{max} = \frac{(g+p)l^2}{n_x}$$

$n_{пр}$	$n_{лев}$																	
	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	∞
∞	14,2	13,0	12,5	11,9	11,5	11,2	11,0	10,7	10,4	10,3	10,1	10,0	9,9	9,8	9,7	9,6	9,5	8,0
24	22,2	19,6	18,0	17,0	15,8	15,1	14,6	14,1	13,7	13,3	13,1	12,9	12,6	12,5	12,3	12,1	12,0	9,5
23	22,7	20,0	18,2	17,1	16,1	15,3	14,8	14,3	13,9	13,5	13,2	13,1	12,8	12,6	12,4	12,2	12,1	9,6
22	23,2	20,4	18,5	17,2	16,3	15,6	14,9	14,5	14,0	13,7	13,4	13,2	13,0	12,8	12,6	12,4	12,3	9,7
21	23,8	21,0	18,9	17,7	16,6	15,9	15,2	14,7	14,3	13,9	13,6	13,3	13,1	12,9	12,8	12,6	12,5	9,8
20		21,7	19,6	18,2	17,0	16,2	15,5	15,0	14,6	14,3	13,9	13,6	13,3	13,1	13,0	12,8	12,6	9,9
19		22,6	20,1	18,7	17,3	16,6	16,0	15,3	14,8	14,4	14,1	13,8	13,6	13,3	13,2	13,1	12,9	10,0
18		23,3	20,6	19,2	17,8	17,0	16,2	15,6	15,1	14,8	14,4	14,1	13,9	13,6	13,4	13,2	13,1	10,1
17		24,0	21,6	19,8	18,5	17,5	16,8	16,1	15,6	15,1	14,8	14,4	14,3	13,9	13,7	13,5	13,3	10,3
16			22,6	20,6	19,1	18,2	17,3	16,5	16,0	15,6	15,1	14,8	14,6	14,3	14,0	13,9	13,7	10,4
15			23,8	21,7	20,0	18,8	18,0	17,1	16,5	16,1	15,6	15,3	15,0	14,7	14,5	14,3	14,1	10,7
14				22,8	21,3	19,6	18,7	18,0	17,3	16,8	16,2	16,0	15,5	15,2	14,9	14,8	14,6	11,0
13				23,4	22,2	20,8	19,6	18,8	18,2	17,5	17,0	16,6	16,2	15,9	15,6	15,3	15,1	11,2
12					24,0	22,2	21,3	20,0	19,1	18,5	17,8	17,3	17,0	16,6	16,3	16,1	15,8	11,5
11						23,4	22,8	21,7	20,6	19,8	19,2	18,7	18,2	17,7	17,2	17,1	17,0	11,9
10								23,8	22,6	21,6	20,6	20,1	19,6	18,9	18,5	18,2	18,0	12,5
9										24,0	23,3	22,6	21,7	21,0	20,4	20,0	19,6	13,0
8														23,8	23,2	22,7	22,2	14,2

Лнтература к расчету неразрезных плнт н балок

Инструкция по расчету железобетонных балок, плнт и балочиых перекрытнй, ЦНИПС. Объединенное научно-техническое нздательство, 1938.

Справочннк проектнровщика промышленных сооружений, т. II расчетно-теоретический, Промстройпроект. Госстройиздат, 1934.

Справочннк «Инженерные сооружения», т. 1, Машстройнздат, 1950.

В. Р. Иванов, Г. В. Никитнн, Справочник по строительиой механнке, т. I, Издательство «Кубуч», 1933.

И. Л. Жодзишскнй, Расчет балочных ростверков методом последовательных приблнжений, Научно-нсследовательский ннстнтут по строительству, Сборник трудов, вып. 3, Машстройиздат, 1950.

Ф. Блейх, Стальные сооружения, т. I, Госстройнздат, 1938.

Инструкцня по расчету плит н второстепенных балок железобетонных перекрытнй с учетом пластическнх деформацнй. И 132—50. Стройнздат, 1950.

Железобетонные подкрановые балкн под мостовые краны. Промстройпроект, Проектно-расчетная ннструкцня, раздел VI, серия 622, 1940

А. З. Ротшнльд, Таблицы н формулы для расчета неразрезных балок, Гостехиздат, 1931.

Е. Е. Лнновнч, Расчет и конструнрованне частей гражданских зданий, Гостехиздат УССР, 1955.

А. А. Уманский, Специальный курс строительной механики, ч. I, Госстройиздат, 1935.

ПОДКРАНОВЫЕ БАЛКИ

Ниже приведены таблицы для расчета одиопролетиых сбориых подкрановых балок под одии и два разиых крана, а также для расчета (по упругой стадии) неразрезиых пятипролетиых подкраиовых балок под два одииаковых краиа.

При иаличии других условий, ие отражеиных таблицамн (иидивидуальные разиые краиы и др.), расчет неразрезиых балок может быть прозведеи с помощью лииий влияния, приведенных в главе «Неразрезиые плнты и балки».

Однопролетные балки

Таблица 3.19

Данные для расчета однопролетиых подкрановых балок под однн кран



Схема балки

Опорные реакцин: на крайней опоре $R_{кр} = 0{,}5\ ql + k_R P$;

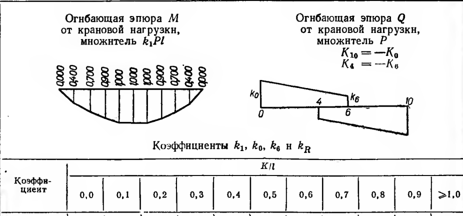
на средней опоре $R_{ср} = 1{,}0\ ql + k_R P$.

Эпюра M от равномерно распределенной нагрузкн, множнтель gl^2

Эпюра Q от равномерно распределенной нагрузкн, множитель gl



Продолжение табл. 3.19



Коэффициенты k_1, k_0, k_6 и k_R

Коэффициент	K/l										
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	≥1,0
k_1	0,500	0,450	0,400	0,360	0,320	0,280	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250
k_0	1,000	1,900	1,800	1,700	1,600	1,500	1,400	1,300	1,200	1,100	1,000
k_6	0,800	0,700	0,600	0,500	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400
k_R	1,000	1,900	1,800	1,700	1,600	1,500	1,400	1,300	1,200	1,100	1,000

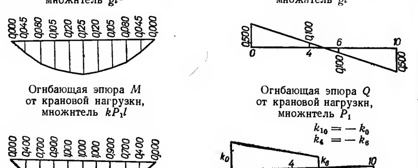
Таблица 3.20

Данные для расчета однопролетных подкрановых балок под два разных крана



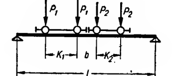
Схема балки

Опорные реакции: на крайней опоре $R_{кр} = 0,5\ gl + k_RP_1$;
на средней опоре $R_{ср} = 1,0\ gl + k_RP_1$;



Продолжение табл. 3.20

Значения коэффициентов k, k_0, $k_б$ и k_R



$$P_1 \geqslant P_2;\ K_1 \geqslant K_2;$$
$$\alpha_1 = \frac{K_1}{l};\quad \alpha_2 = \frac{K_2}{l}.$$

$\frac{\alpha_1}{\alpha_2}$	$\frac{b}{l}$	Коэффициент	P_2/P_1									
			0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0,10/0,10	0,05	k	0,490	0,530	0,570	0,610	0,650	0,690	0,730	0,770	0,810	0,880
		k_0	2,060	2,220	2,380	2,540	2,700	2,860	3,030	3,220	3,410	3,600
		$k_б$	0,740	0,780	0,820	0,860	0,900	0,940	0,980	1,020	1,060	1,100
		k_R	2,080	2,260	2,440	2,620	2,800	2,980	3,160	3,340	3,520	3,700
0,15/0,10	0,05	k	0,465	0,505	0,545	0,585	0,625	0,665	0,705	0,745	0,785	0,825
		k_0	2,000	2,150	2,300	2,450	2,600	2,750	2,900	3,070	3,260	3,450
		$k_б$	0,680	0,710	0,740	0,770	0,800	0,830	0,860	0,910	0,980	1,050
		k_R	2,030	2,210	2,380	2,570	2,750	2,930	3,110	3,290	3,470	3 650
0,15/0,15	0,05	k	0,462	0,500	0,538	0,575	0,612	0,650	0,688	0,725	0,762	0,800
		k_0	1,995	2,140	2,285	2,430	2,575	2,720	2,865	3,010	3,155	3,300
		$k_б$	0,675	0,700	0,725	0,750	0,775	0,800	0,825	0,850	0,875	0,900
		k_R	2.025	2,200	2,375	2,550	2,725	2,900	3,075	3.250	3,425	3,600
	0,10	k	0,458	0,490	0,522	0,555	0,588	0,620	0,652	0,685	0,718	0,750
		k_0	1,985	2,120	2,255	2,390	2,525	2,660	2,795	2,930	3,065	3,200
		$k_б$	0,665	0,680	0,695	0,710	0,725	0,740	0,755	0,770	0,785	0,800
		k_R	2,015	2,180	2,345	2,510	2,675	2,840	3.005	3,170	3,335	3,500
0,20/0,10	0,05	k	0,440	0,480	0,520	0,560	0,600	0,640	0,680	0,720	0,760	0,800
		k_0	1,940	2,080	2,220	2,360	2,500	2,640	2,830	3,020	3,210	3,400
		$k_б$	0,620	0,640	0,660	0,880	0,700	0,720	0,790	0,860	0,930	1,000
		k_R	1,980	2,160	2,340	2,520	2,700	2,880	3,060	3,240	3,420	3.600
	0,10	k	0,435	0,470	0,505	0,540	0,575	0,610	0,645	0,680	0,715	0,750
		k_0	1,930	2,060	2,190	2,320	2,450	2,580	2,730	2,920	3,110	3,300
		$k_б$	0,610	0,620	0,630	0,640	0,650	0,660	0,690	0,760	0,830	0,900
		k_R	1,970	2,140	2,310	2,480	2,650	2,820	2,990	3.160	3,330	3,500
0,20/0,15	0,05	k	0,438	0,475	0,512	0,550	0,588	0,625	0,662	0,700	0,738	0,775
		k_0	1,935	2,070	2,205	2,340	2,475	2,610	2,745	2,880	3,065	3,250
		$k_б$	0,615	0,630	0,645	0,660	0,675	0,690	0,705	0,720	0,785	0,850
		k_R	1,975	2,150	2,325	2,500	2,675	2,850	3,025	3,200	3,375	3,550
	0,05	k	0,432	0,465	0,498	0,530	0,562	0,595	0,628	0,660	0,692	0,725
		k_0	1,925	2,050	2,175	2,300	2,425	2,550	2,675	2,800	2,965	3,150
		$k_б$	0,610	0,620	0,630	0,640	0,650	0,660	0,670	0,680	0,735	0,800
		k_R	1,965	2,130	2,295	2,460	2,625	2,790	2,955	3,120	3,285	3,450

Продолжение табл. 3.20

$\frac{a_1}{a_2}$	$\frac{b}{l}$	Коэффициент	P_2/P_1									
			0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
$\frac{0,20}{0,20}$	0,05	k	0,435	0,470	0,505	0,540	0,575	0,610	0,645	0,680	0,715	0,750
		k_0	1,930	2,060	2,190	2,320	2,450	2,580	2,710	2,840	2,970	3 100
		k_6	0,615	0,630	0,646	0,660	0,675	0,690	0,705	0,720	0,735	0,750
		k_R	1,970	2,140	2,310	2,480	2,650	2,820	2,990	3,160	3,330	3,500
	0,10	k	0,430	0,460	0,490	0,520	0,550	0,580	0,610	0,640	0,670	0,700
		k_0	1,920	2,040	2,160	2,280	2,400	2,520	2,640	2,760	2,880	3,000
		k_6	0,610	0,620	0,630	0,640	0,650	0,660	0,670	0,680	0,690	0,700
		k_R	1,960	2,120	2,280	2,440	2,600	2,760	2,920	3,080	3,240	3,400
$\frac{0,30}{0,15}$	0,05	k	0,393	0,426	0,462	0,500	0,538	0,575	0,612	0,650	0,688	0,725
		k_0	1,815	1,930	2 045	2,160	2,275	2,410	2,595	2,780	2,965	3,150
		k_6	0,505	0,510	0,515	0,520	0,525	0,590	0,655	0,720	0,785	0,850
		k_R	1,875	2,050	2,225	2,400	2,575	2,750	2,925	3,100	3,275	3,450
	0,10	k	0,387	0,415	0,448	0,480	0,512	0,545	0,578	0,610	0,642	0,675
		k_0	1,805	1,910	2,015	2,120	2,225	2,330	2,495	2,680	2,865	3,050
		k_6	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,540	0,605	0,670	0,735	0,800
		k_R	1.865	2,030	2,195	2,360	2,525	2,690	2,855	3,020	3,185	3,350
	0,15	k	0,381	0,405	0,432	0,460	0.488	0,515	0,543	0,570	0,598	0,625
		k_0	1,795	1,890	1,985	2,080	2,175	2,270	2,395	2,580	2,765	2,950
		k_6	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,520	0,555	0,620	0,685	0,750
		k_R	1,855	2,010	2,165	2,320	2,475	2,630	2,785	2,940	3,095	3,250
$\frac{0,30}{0,20}$	0,05	k	0,390	0,420	0,455	0,490	0,525	0,560	0,595	0,630	0,665	0,700
		k_0	1.810	1,920	2,030	2,140	2,250	2,360	2,470	2,640	2,820	3,000
		k_6	0,505	0,510	0,515	0,520	0,525	0,530	0,570	0,630	0,690	0,750
		k_R	1,870	2,040	2,210	2,380	2,550	2,720	2,890	3,060	3,230	3,400
	0,10	k	0,384	0,410	0,440	0,470	0,500	0,530	0,560	0,590	0,620	0,650
		k_0	1,800	1,900	2,000	2,100	2,200	2,300	2,400	2,540	2,720	2,900
		k_6	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,520	0,580	0,640	0,700
		k_R	1,860	2,020	2,180	2,340	2,500	2,660	2,820	2,980	3,140	3,300
	0,15	k	0,378	0,400	0,425	0,450	0,475	0,500	0,525	0,550	0,575	0,600
		k_0	1,790	1,880	1,970	2,060	2,150	2,240	2,330	2,440	2,620	2,800
		k_6	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,510	0,540	0,590	0,650
		k_R	1,850	2,000	2,150	2,300	2,450	2,600	2,750	2,900	3,050	3,200
$\frac{0,30}{0,25}$	0,05	k	0,387	0,415	0,448	0,480	0,512	0,545	0,578	0,610	0,642	0,674
		k_0	1,805	1,910	2,015	2,120	2,225	2,330	2,435	2,540	2,675	2,850
		k_6	0,505	0,510	0,515	0,520	0,525	0,530	0,535	0,540	0,595	0,650
		k_R	1,865	2,030	2,195	2,360	2,525	2,690	2,855	3,020	3,185	3,350
	0,10	k	0,381	0,405	0,432	0,460	0,488	0,515	0,542	0,570	0,598	0,625
		k_0	1,795	1,890	1,985	2,080	2,175	2,270	2,365	2,460	2,575	2,750
		k_6	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,545	0,600
		k_R	1,855	2,010	2,165	2,320	2,475	2,630	2,785	2,940	3.095	3,250
	0,15	k	0,375	0,395	0,418	0,440	0,462	0,485	0,508	0,530	0,552	0,574
		k_0	1,785	1,870	1,955	2,040	2,125	2,210	2,295	2,380	2,475	2,650
		k_6	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,522	0,575
		k_R	1,845	1,990	2,135	2,280	2,425	2,570	2,715	2,860	3,005	3,150

Продолжение табл. 3.20

$\frac{a_1}{a_2}$	$\frac{b}{l}$	Коэффициент	P_2/P_1 0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0,30/0,30	0,10	k	0,378	0,400	0,425	0,450	0,475	0,500	0,525	0,550	0,575	0,600
		k_0	1,790	1,880	1,970	2,060	2,150	2,240	2,330	2,420	2,510	[illegible]
		$k_б$	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	[illegible]
		k_R	1,850	2,000	2,150	2,300	2,450	2,500	2,750	2,900	3,050	3,200
	0,15	k	0,375	0,390	0,410	0,430	0,450	0,470	0,490	0,510	0,530	0,550
		k_0	1,780	1,860	1,940	2,020	2,100	2,180	2,260	2,340	2,420	2,500
		$k_б$	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500
		k_R	1,840	1,980	2,120	2,260	2,400	2,540	2,680	2,820	2,960	3,100
0,40/0,20	0,15	k	0,338	0,356	0,375	0,400	0,425	0,450	0,475	0,500	0,535	0,575
		k_0	1,670	1,740	1,810	1,880	1,950	2,020	2,160	2,340	2,520	2,700
		$k_б$	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,420	0,450	0,500	0,550	0,600
		k_R	1,750	1,900	2,050	2,200	2,350	2,500	2,650	2,800	2,950	3,100
	0,10	k	0,344	0,368	0,392	0,420	0,450	0,480	0,510	0,540	0,570	0,600
		k_0	1,680	1,760	1,840	1,920	2,000	2,080	2,260	2,440	2,620	2,800
		$k_б$	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,440	0,480	0,520	0,560	0,600
		k_R	1,760	1,920	2,080	2,240	2,400	2,560	2,720	2,880	3,040	3,200
0,40/0,30	0,10	k	0,338	0,356	0,375	0,400	0,425	0,450	0,475	0,500	0,525	0,550
		k_0	1,670	1,740	1,810	1,880	1,950	2,020	2,090	2,200	2,350	2,500
		$k_б$	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,410	0,440	0,470	0,500
		k_R	1,750	1,900	2,050	2,200	2,350	2,500	2,650	2,800	2,950	3,100
	0,15	k	0,335	0,350	0,365	0,380	0,400	0,420	0,440	0,460	0,490	0,520
		k_0	1,660	1,720	1,780	1,840	1,900	1,960	2,020	2,120	2,260	2,400
		$k_б$	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,405	0,420	0,460	0,500
		k_R	1,740	1,880	2,020	2,160	2,300	2,440	2,580	2,720	2,860	3,000
	0,20	k	0,332	0,344	0,356	0,368	0,380	0,395	0,405	0,430	0,465	0,500
		k_0	1,650	1,700	1,750	1,800	1,850	1,900	1,950	2,040	2,170	2,300
		$k_б$	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,450	0,500
		k_R	1,730	1,860	1,990	2,120	2,250	2,380	2,510	2,640	2,770	2,900
0,40/0,40	0,10	k	0,338	0,356	0,374	0,392	0,410	0,428	0,446	0,464	0,482	0,500
		k_0	1,660	1,720	1,780	1,840	1,900	1,960	2,120	2,180	2,260	2,400
		$k_б$	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,420	0,440	0,460	0,480	0,500
		k_R	1,740	1,880	2,020	2,180	2,300	2,440	2,580	2,720	2,860	3,000
	0,15	k	0,335	0,350	0,365	0,380	0,395	0,410	0,425	0,440	0,458	0,475
		k_0	1,650	1,700	1,750	1,800	1,850	1,900	2,000	2,070	2,170	2,300
		$k_б$	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,420	0,430	0,440	0,450
		k_R	1,730	1,860	1,990	2,120	2,250	2,380	2,510	2,640	2,770	2,900
	0,20	k	0,332	0,344	0,356	0,368	0,380	0,392	0,405	0,420	0,435	0,450
		k_0	1,640	1,680	1,720	1,760	1,800	1,840	1,880	1,960	2,080	2,200
		$k_б$	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400
		k_R	1,720	1,840	1,960	2,080	2,200	2,320	2,440	2,560	2,680	2,800
0,50/0,20	0,10	k	0,304	0,328	0,352	0,376	0,400	0,440	0,480	0,520	0,560	0,600
		k_0	1,560	1,620	1,680	1,740	1,800	1,980	2,160	2,340	2,520	2,700
		$k_б$	0 400	0,400	0,420	0,460	0,500	0,540	0,580	0,620	0,660	0,700
		k_R	1,660	1,820	1,980	2,140	2,300	2,460	2,620	2,780	2,940	3,100

Продолжение табл. 3.20

$\frac{a_1}{a_2}$	$\frac{b}{l}$	Коэффициент	P_2/P_1									
			0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
$\frac{0,50}{0,20}$	0,15	k	0,298	0,316	0,334	0,352	0,380	0,415	0,455	0,495	0,535	0,575
		k_0	1,550	1,600	1,650	1,700	1,750	1,910	2,070	2,240	2,420	2,600
		$k_б$	0,400	0,400	0,410	0,430	0,450	0,480	0,501	0,550	0.600	0,650
		k_R	1,650	1,800	1,950	2,100	2,250	2,400	2,550	2,700	2,850	3,000
	0,20	k	0,292	0,304	0,316	0,336	0,360	0,390	0,430	0,470	0,510	0,550
		k_0	1,540	1,580	1,620	1,660	1,700	1,840	1,980	2,140	2,320	2,500
		$k_б$	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,420	0,440	0,480	0,540	0,600
		k_R	1.640	1,780	1,920	2,060	2,200	2,340	2,480	2,620	2,760	2,900
$\frac{0,50}{0,30}$	0,10	k	0,298	0,316	0,334	0,352	0,380	0,410	0,445	0,480	0,515	0,550
		k_0	1,550	1,600	1,650	1,700	1,750	1,900	2,050	2,200	2,350	2,500
		$k_б$	0,400	0,400	0,400	0,420	0,450	0,480	0,510	0,540	0,570	0,600
		k_R	1,650	1,800	1,950	2,100	2,250	2,400	2,550	2,700	2,850	3,000
	0,15	k	0,295	0,310	0,325	0,340	0,360	0,385	0,420	0,455	0,490	0,525
		k_0	1,540	1,580	1,620	1,660	1,700	1,840	1,980	2,120	2,260	2,400
		$k_б$	0,400	0,400	0,400	0,410	0,425	0,450	0,475	0,500	0,525	0,550
		k_R	1,640	1,780	1,920	2,060	2,200	2,340	2,480	2,620	2,760	2,900
	0,20	k	0,292	0,304	0,316	0,328	0,340	0,360	0,395	0,430	0,465	0,500
		k_0	1,530	1.560	1,590	1,620	1,650	1,780	1,910	2,040	2,170	2,300
		$k_б$	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,420	0,440	0,460	0,480	0,500
		k_R	1,630	1,760	1,890	2,020	2,150	2,280	2,410	2,540	2,670	2,800
$\frac{0,50}{0,40}$	0,10	k	0,298	0,316	0 334	0,352	0,370	0,388	0,410	0,440	0,470	0,500
		k_0	1,540	1,580	1,620	1,660	1,700	1,840	1,980	2,120	2,260	2,400
		$k_б$	0,400	0,400	0.400	0,420	0,450	0,480	0,510	0,540	0,570	0,600
		k_R	1.640	1,780	1,920	2,060	2,200	2,340	2,480	2,620	2,760	2,900
	0,15	k	0,295	0,310	0,325	0,340	0,355	0,370	0,385	0,415	0,445	0,475
		k_0	1,535	1,570	1.605	1,640	1,675	1,780	1,910	2,040	2,170	2,300
		$k_б$	0,400	0,400	0,400	0,410	0,425	0,450	0,475	0,500	0,525	0,550
		k_R	1,030	1,760	1,890	2,020	2,150	2,280	2,410	2,540	2,670	2,800
	0,20	k	0,292	0,304	0,316	0,328	0,340	0,352	0,364	0,390	0,420	0,450
		k_0	1,530	1,560	1,590	1,620	1,650	1,720	1,840	1,960	2,080	2,200
		$k_б$	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,420	0,440	0,460	0,480	0,500
		k_R	1,620	1,740	1.860	1,980	2,100	2,220	2,340	2,460	2,580	2,700
	0,25	k	0,289	0,298	0,307	0,316	0,325	0,334	0,343	0,365	0,395	0,425
		k_0	1,525	1,550	1,575	1,600	1,620	1,670	1,770	1,880	1,990	2,100
		$k_б$	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,410	0,420	0,430	0,440	0,450
		k_R	1,610	1,720	1,830	1,940	2,050	2,160	2,270	2,380	2,490	2,600
$\frac{0,50}{0,50}$	0,15	k	0,295	0,310	0,325	0,340	0,355	0,370	0,385	0,400	0,415	0,430
		k_0	1,535	1,570	1,605	1,640	1,675	1,730	1,840	1,960	2,080	2,200
		$k_б$	0,400	0,400	0,400	0,410	0,425	0,450	0,475	0,500	0,525	0,550
		k_R	1,620	1,740	1,860	1,980	2,100	2,220	2,340	2,460	2,580	2,700
	0,20	k	0,292	0,304	0,316	0,328	0,340	0,352	0,364	0,376	0,388	0,400
		k_0	1,530	1,560	1,590	1,620	1,650	1,680	1,770	1,880	1,990	2,100
		$k_б$	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,420	0,440	0,460	0,480	0,500
		k_R	1,610	1,720	1,830	1,940	2,050	2,160	2,270	2,380	2,490	2,600

Продолжение табл. 3.20

$\frac{\alpha_1}{\alpha_2}$	$\frac{b}{l}$	Коэффициент	P_2/P_1 0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0,50/0,50	0,25	k	0,289	0,298	0,307	0,316	0,325	0,334	0,343	0,352	0,366	0,380
		k_0	1,525	1,550	1,575	1,600	1,625	1,650	1,705	1,800	1,900	2,000
		$k_б$	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,410	0,420	0,430	0,440	0,450
		k_R	1,600	1,700	1,800	1,900	2,000	2,100	2,200	2,300	2,400	2,500
0,60/0,30	0,10	k	0,275	0,300	0,325	0,352	0,380	0,410	0,445	0,480	0,515	0,550
		k_0	1,430	1,460	1,490	1,600	1,750	1,900	2,050	2,200	2,350	2,500
		$k_б$	0,430	0,460	0,490	0,520	0,550	0,580	0,610	0,640	0,670	0,700
		k_R	1,550	1,700	1,850	2,000	2,150	2,300	2,450	2,600	2,750	2,900
	0,15	k	0,270	0,290	0,312	0,336	0,360	0,385	0,420	0,455	0,490	0,525
		k_0	1,425	1,450	1,475	1,560	1,700	1,840	1,980	2,120	2,260	2,400
		$k_б$	0,425	0,450	0,475	0,500	0,525	0,550	0,575	0,600	0,625	0,650
		k_R	1,540	1,680	1,820	1,960	2,100	2,240	2,380	2,520	2,660	2,800
	0,20	k	0,265	0,280	0,300	0,320	0,340	0,360	0,395	0,430	0,465	0,500
		k_0	1,420	1,440	1,460	1,520	1,650	1,780	1,910	2,040	2,170	2,300
		$k_б$	0,420	0,440	0,460	0,480	0,500	0,520	0,540	0,560	0,580	0,600
		k_R	1,530	1,660	1,790	1,920	2,050	2,180	2,310	2,440	2,570	2,700
	0,25	k	0,262	0,275	0,288	0,304	0,320	0,336	0,370	0,405	0,440	0,475
		k_0	1,415	1,430	1,445	1,480	1,600	1,720	1,840	1,960	2,080	2,200
		$k_б$	0,415	0,430	0,445	0,460	0,475	0,490	0,505	0,520	0,535	0,550
		k_R	1,520	1,640	1,760	1,880	2,000	2,120	2,240	2,360	2,480	2,600
0,60/0,40	0,15	k	0,268	0,285	0,302	0,320	0,340	0,360	0,385	0,415	0,445	0,475
		k_0	1,425	1,450	1,475	1,520	1,650	1,780	1,910	2,040	2,170	2,300
		$k_б$	0,425	0,450	0,475	0,500	0,525	0,550	0,575	0,600	0,625	0,650
		k_R	1,530	1,660	1,790	1,920	2,050	2,180	2,310	2,440	2,570	2,700
	0,20	k	0,265	0,280	0,295	0,310	0,325	0,340	0,360	0,390	0,420	0,450
		k_0	1,420	1,440	1,460	1,480	1,600	1,720	1,840	1,960	2,080	2,200
		$k_б$	0,420	0,440	0,460	0,480	0,500	0,520	0,540	0,560	0,580	0,600
		k_R	1,520	1,640	1,760	1,880	2,000	2,120	2,240	2,360	2,480	2,600
	0,25	k	0,262	0,275	0,288	0,300	0,312	0,324	0,338	0,365	0,395	0,425
		k_0	1,415	1,430	1,445	1,460	1,550	1,660	1,770	1,880	1,990	2,100
		$k_б$	0,415	0,430	0,445	0,460	0,475	0,490	0,505	0,520	0,535	0,550
		k_R	1,510	1,620	1,730	1,840	1,950	2,060	2,170	2,280	2,390	2,500
0,60/0,50	0,15	k	0,295	0,310	0,325	0,340	0,355	0,370	0,385	0,400	0,415	0,430
		k_0	1,425	1,450	1,475	1,500	1,600	1,720	1,840	1,960	2,080	2,200
		$k_б$	0,425	0,450	0,475	0,500	0,525	0,550	0,575	0,600	0,625	0,650
		k_R	1,520	1,640	1,760	1,880	2,000	2,120	2,240	2,360	2,480	2,600
	0,20	k	0,292	0,304	0,316	0,328	0,340	0,352	0,364	0,376	0,388	0,400
		k_0	1,420	1,440	1,460	1,480	1,550	1,660	1,770	1,880	1,990	2,100
		$k_б$	0,420	0,440	0,460	0,480	0,500	0,520	0,540	0,560	0,580	0,600
		k_R	1,510	1,620	1,730	1,840	1,950	2,060	2,170	2,280	2,390	2,500
	0,25	k	0,289	0,298	0,307	0,316	0,325	0,334	0,343	0,352	0,366	0,380
		k_0	1,415	1,430	1,445	1,460	1,500	1,600	1,700	1,800	1,900	2,000
		$k_б$	0,415	0,430	0,445	0,460	0,475	0,490	0,505	0,520	0,535	0,550
		k_R	1,500	1,600	1,700	1,800	1,900	2,000	2,100	2,200	2,300	2,400

Продолжение табл. 3.20

$\frac{a_1}{a_2}$	$\frac{b}{l}$	Коэффициент	P_2/P_1 0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0,60/0,50	0,30	k	0,286	0,292	0,298	0,304	0,310	0,316	0,324	0,336	0,348	0,360
		k_0	1,410	1,420	1,430	1,440	1,450	1,540	1,630	1,720	1,810	1,900
		$k_б$	0,410	0,420	0,430	0,440	0,450	0,460	0,470	0,480	0,490	0,500
		k_R	1,490	1,580	1,670	1,760	1,850	1,940	2,030	2,120	2,210	2,300
0,60/0,60	0,20	k	0,265	0,280	0,295	0,310	0,325	0,340	0,355	0,370	0,385	0,400
		k_0	1,420	1,440	1,460	1,480	1,500	1,600	1,700	1,800	1,900	2,000
		$k_б$	0,420	0,440	0,460	0,480	0 500	0,520	0,540	0,560	0,580	0,600
		k_R	1,500	1,600	1,700	1,800	1,900	2,000	2,100	2,200	2,300	2,400
	0,25	k	0,262	0,275	0,288	0,300	0,312	0,325	0,338	0,352	0,366	0,380
		k_0	1,415	1,430	1,445	1,460	1,475	1,540	1,630	1,720	1,810	1,900
		$k_б$	0,415	0,430	0,445	0,460	0,475	0,490	0,505	0,520	0,535	0,550
		k_R	1,490	1,580	1,670	1,760	1,850	1,940	2,030	2,120	2,210	2,300
	0,30	k	0,260	0,270	0,280	0,290	0,300	0,312	0,324	0,336	0,348	0,360
		k_0	1,410	1,420	1,430	1,440	1,450	1,480	1,560	1,640	1,720	1,800
		$k_б$	0,410	0,420	0,430	0,440	0,450	0,460	0,470	0,480	0,490	0,500
		k_R	1,480	1,560	1,640	1,720	1,800	1,880	1,960	2,040	2,120	2,200
0,70/0,30	0,15	k	0,270	0,290	0,310	0,336	0,360	0,365	0,420	0,455	0,490	0,525
		k_0	1,315	1,330	1,420	1,560	1,700	1,840	1,980	2,120	2,260	2,400
		$k_б$	0,425	0,450	0,475	0,500	0,525	0,550	0,575	0,600	0,625	0,650
		k_R	1,440	1,580	1,720	1,860	2,000	2,140	2,280	2,420	2,560	2,700
	0,20	k	0,265	0,280	0,300	0,320	0,340	0,360	0,395	0,430	0,465	0,500
		k_0	1,310	1,320	1,390	1,520	1,650	1,780	1,910	2,040	2,170	2,300
		$k_б$	0,420	0,440	0,460	0,480	0,500	0,520	0,540	0,560	0,580	0,600
		k_R	1,430	1,560	1,690	1,820	1,950	2 080	2,210	2,340	2,470	2,600
	0,25	k	0,262	0,275	0,290	0,305	0,320	0,336	0,370	0,405	0,440	0,475
		k_0	1,305	1,310	1,360	1,480	1,600	1,720	1,840	1,960	2,080	2,200
		$k_б$	0,415	0,430	0,445	0,460	0,475	0,490	0,505	0,520	0,535	0,550
		k_R	1,420	1,540	1,660	1,780	1,900	2,020	2,140	2,260	2,380	2,500
0,70/0,40	0,15	k	0,268	0,285	0,302	0,320	0,340	0,360	0,385	0,415	0,445	0,475
		k_0	1,315	1,330	1,390	1,520	1,650	1,780	1,910	2,040	2,170	2,300
		$k_б$	0,425	0,450	0,475	0,500	0,525	0,550	0,575	0,600	0,625	0,650
		k_R	1,430	1,560	1,690	1,820	1,950	2,080	2,210	2,340	2,470	2,600
	0,20	k	0,265	0,280	0,295	0,310	0,325	0,340	0,360	0,390	0,420	0,450
		k_0	1,310	1,320	1,360	1,480	1,600	1,720	1,840	1,960	2,080	2,200
		$k_б$	0,420	0,440	0,460	0,480	0,500	0,520	0,540	0,560	0,580	0,600
		k_R	1,420	1,540	1,660	1,780	1,900	2,020	2,140	2,260	2,380	2,500
	0,25	k	0,262	0,275	0,288	0,300	0,312	0,325	0,338	0,365	0,395	0,425
		k_0	1,305	1,310	1,330	1,440	1,550	1,660	1,770	1,880	1,990	2,100
		$k_б$	0,415	0,430	0,445	0,460	0,475	0,490	0,505	0,520	0,535	0,550
		k_R	1,410	1,520	1,630	1,740	1,850	1,960	2,070	2,180	2,290	2,400
	0,30	k	0,260	0,270	0,280	0,290	0,300	0,312	0,324	0,340	0,370	0,400
		k_0	1,300	1,300	1,300	1,400	1,500	1,600	1,700	1,800	1,900	2,000
		$k_б$	0,410	0,420	0,430	0,440	0,450	0,460	0,470	0,480	0,490	0,500
		k_R	1,400	1,500	1,600	1,700	1,800	1,900	2,000	2,100	2,200	2,300

Продолжение табл. 3.20

$\frac{\alpha_1}{\alpha_2}$	$\frac{b}{l}$	Коэффициент	P_2/P_1									
			0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0,70/0,50	0,15	k	0,295	0,310	0,325	0,340	0,355	0,370	0,385	0,390	0,408	0,425
		k_0	1,315	1,330	1,360	1,480	1,600	1,720	1,840	1,960	2,080	2,200
		$k_б$	0,425	0,450	0,475	0,500	0,525	0,550	0,575	0,600	0,625	0,650
		k_R	1,420	1,540	1,660	1,780	1,900	2,020	2,140	2,260	2,380	2,500
	0,20	k	0,292	0,304	0,316	0,328	0,340	0,352	0,364	0,376	0,388	0,400
		k_0	1,310	1,320	1,330	1,440	1,550	1,660	1,770	1,880	1,990	2,100
		$k_б$	0,420	0,440	0,460	0,480	0,500	0,520	0,540	0,560	0,580	0,600
		k_R	1,410	1,520	1,630	1,740	1,850	1,960	2,070	2,180	2,290	2,400
	0,25	k	0,289	0.298	0,307	0,316	0,325	0,334	0,343	0,352	0,366	0,380
		k_0	1,305	1,310	1,315	1,400	1,500	1,600	1,700	1,800	1,900	2,000
		$k_б$	0,415	0,430	0,445	0,460	0,475	0,490	0,505	0,520	0,535	0,550
		k_R	1,400	1,500	1,600	1,700	1,800	1,900	2,000	2,100	2,200	2,300
	0,30	k	0,286	0,292	0,298	0,304	0,310	0,316	0,324	0,336	0,348	0,360
		k_0	1,300	1,300	1,300	1,360	1,450	1,540	1,630	1,720	1,810	1,900
		$k_б$	0,410	0,420	0,430	0,440	0,450	0,460	0,470	0,480	0,490	0,500
		k_R	1,390	1,480	1,570	1,660	1,750	1,840	1,930	2,020	2,110	2,200
0,70/0,60	0,20	k	0,265	0,280	0,295	0,310	0,325	0,340	0,355	0,370	0,385	0,400
		k_0	1,310	1,320	1,330	1,400	1,500	1,600	1,700	1,800	1,900	2,000
		$k_б$	0,420	0,440	0,460	0,480	0,500	0,520	0,540	0,560	0,580	0,600
		k_R	1,400	1,500	1,600	1,700	1,800	1,900	2,000	2,100	2,200	2,300
	0,25	k	0,262	0,275	0,288	0,300	0,312	0,325	0,338	0,352	0,366	0,380
		k_0	1,305	1,310	1,315	1,360	1,450	1,540	1,630	1,720	1,810	1,900
		$k_б$	0,415	0.430	0,445	0,460	0,475	0,490	0,505	0,520	0,535	0,550
		k_R	1,390	1,480	1,570	1,660	1,750	1,840	1,930	2,020	2,110	2,200
	0,30	k	0,260	0,270	0,280	0,290	0,300	0,312	0,324	0,336	0,348	0,360
		k_0	1,300	1,300	1,300	1,320	1,400	1,460	1,560	1,640	1,720	1,800
		$k_б$	0,410	0,420	0,430	0,440	0,450	0,460	0,470	0,480	0,490	0,500
		k_R	1,380	1,460	1,540	1,620	1,700	1,780	1,860	1,940	2,020	2,100
	0,35	k	0,258	0,265	0,272	0,280	0,290	0,300	0,310	0,320	0,330	0,340
		k_0	1,300	1,300	1,300	1,310	1,350	1,420	1,490	1,560	1,630	1,700
		$k_б$	0,405	0,410	0,415	0,420	0,425	0,430	0,435	0,440	0,445	0,450
		k_R	1,370	1,440	1,510	1,580	1,650	1,720	1,790	1,860	1,930	2,050
0,70/0,70	0,20	k	0,265	0,280	0,295	0,310	0,325	0,340	0,355	0,370	0,385	0,400
		k_0	1,310	1,320	1,330	1,360	1,450	1,540	1,630	1,720	1,810	1,900
		$k_б$	0,420	0,440	0,460	0,480	0,500	0,520	0,540	0,560	0,580	0,600
		k_R	1,390	1,480	1,570	1,660	1,750	1,840	1,930	2,020	2,110	2,200
	0,25	k	0,262	0,275	0,288	0,300	0,312	0,325	0,338	0,352	0,366	0,380
		k_0	1,305	1,310	1,315	1,330	1,400	1,480	1,560	1,640	1,720	1,800
		$k_б$	0,415	0,430	0,445	0,460	0,475	0,490	0,505	0,520	0,535	0,550
		k_R	1,380	1,460	1,540	1,620	1,700	1,780	1,860	1,940	2,020	2,100
	0,30	k	0,260	0,270	0,280	0,290	0,300	0,312	0,324	0,336	0,348	0,360
		k_0	1,300	1,300	1,300	1,300	1,350	1,420	1,490	1,560	1,630	1,700
		$k_б$	0,410	0,420	0,430	0,440	0,450	0,460	0,470	0,480	0,490	0,500
		k_R	1,370	1,440	1,510	1,580	1,650	1,720	1,790	1,860	1,830	2,000

Продолжение табл. 3 20

$\frac{\alpha_1}{\alpha_2}$	$\frac{b}{l}$	Коэффициент	P_2/P_1									
			0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
$\frac{0,70}{0,70}$	0,35	k	0,258	0,265	0,272	0,280	0,290	0,390	0,310	0,320	0,330	0,340
		k_0	1,300	1,300	1,300	1,300	1,325	1,390	1,455	1,520	1,585	1,660
		$k_б$	0,405	0,410	0,415	0,420	0,425	0,430	0,435	0,440	0,445	0,450
		k_R	1,365	1,430	1,495	1,560	1,625	1,690	1,755	1,820	1,885	1,950
$\frac{0,80}{0,40}$	0,15	k	0,268	0,285	0,302	0,320	0,340	0,360	0,385	0,415	0,445	0,450
		k_0	1,205	1,260	1,390	1,520	1,650	1,780	1,910	2,040	2,170	2,300
		$k_б$	0,425	0,450	0,475	0,500	0,525	0,550	0,575	0,600	0,625	0,650
		k_R	1,330	1,460	1,590	1,720	1,850	1,980	2,110	2,240	2,370	2,500
	0,20	k	0,265	0,280	0,295	0,310	0,325	0,340	0,360	0,390	0,420	0,450
		k_0	1,200	1,240	1,360	1,480	1,600	1,720	1,840	1,960	2,080	2,200
		$k_б$	0,420	0,440	0,460	0,480	0,500	0,520	0,540	0,560	0,580	0,600
		k_R	1,320	1,440	1,560	1,680	1,800	1,920	2,040	2,160	2,280	2,400
	0,25	k	0,262	0,275	0,288	0,300	0,312	0,325	0,338	0,365	0,395	0,425
		k_0	1,200	1,220	1,330	1,440	1,550	1,660	1,770	1,880	1,990	2,100
		$k_б$	0,415	0,430	0,445	0,460	0,475	0,490	0,505	0,520	0,535	0,550
		k_R	1,310	1,420	1,530	1,640	1,750	1,860	1,970	2,080	2,190	2,350
	0,30	k	0,260	0,270	0,280	0,290	0,300	0,310	0,320	0,330	0,360	0,390
		k_0	1,200	1,200	1,300	1,400	1,500	1,600	1,700	1,800	1,900	2,000
		$k_б$	0,410	0,420	0,430	0,440	0,450	0,460	0,470	0,480	0,490	0,500
		k_R	1,300	1,400	1,500	1,600	1,700	1,800	1,900	2,000	2,140	2,300
$\frac{0,80}{0,50}$	0,20	k	0,265	0,280	0,295	0,310	0,325	0,340	0,355	0,370	0,385	0,400
		k_0	1,200	1,220	1,330	1,440	1,550	1,660	1,770	1,880	1,990	2,100
		$k_б$	0,420	0,440	0,460	0,480	0,500	0,520	0,540	0,560	0,580	0,600
		k_R	1,310	1,420	1,530	1,640	1,750	1,860	1,970	2,080	2,190	2,300
	0,25	k	0,262	0,275	0,288	0,300	0,312	0,325	0,338	0,352	0,366	0,380
		k_0	1,200	1,210	1,300	1,400	1,500	1,600	1,700	1,800	1,900	2,000
		$k_б$	0,415	0,430	0,445	0,460	0,475	0,490	0,505	0,520	0,535	0,550
		k_R	1,300	1,400	1,500	1,600	1,700	1,800	1,900	2,000	2,100	2,250
	0,30	k	0,260	0,270	0,280	0,290	0,300	0,312	0,324	0,336	0,348	0,360
		k_0	1,200	1,200	1,270	1,360	1,450	1,540	1,630	1,720	1,810	1,900
		$k_б$	0,410	0,420	0,430	0,440	0,450	0,460	0,470	0,480	0,490	0,500
		k_R	1,290	1,380	1,470	1,560	1,650	1,740	1,830	1,920	2,050	2,200
	0,35	k	0,258	0,265	0,272	0,280	0,290	0,300	0,310	0,320	0,330	0,340
		k_0	1,200	1,200	1,240	1,320	1,400	1,480	1,560	1,640	1,720	1,800
		$k_б$	0,405	0,410	0,415	0,420	0,425	0,430	0,435	0,440	0,445	0,450
		k_R	1,280	1,360	1,440	1,520	1,600	1,680	1,760	1,850	2,000	2,150
$\frac{0,80}{0,60}$	0,20	k	0,265	0,280	0,295	0,310	0,325	0,340	0,355	0,370	0,385	0,400
		k_0	1,200	1,200	1,300	1,400	1,500	1,600	1,700	1,800	1,900	2,000
		$k_б$	0,420	0,440	0,460	0,480	0,500	0,520	0,540	0,560	0,580	0,600
		k_R	1,300	1,400	1,500	1,600	1,700	1,800	1,900	2,000	2,060	2,200
	0,25	k	0,262	0,275	0,288	0,300	0,312	0,325	0,338	0,352	0,366	0,380
		k_0	1,200	1,200	1,270	1,360	1,450	1,540	1,630	1,720	1,810	1,900
		$k_б$	0,415	0,430	0,445	0,460	0,475	0,490	0,505	0,520	0,535	0,550
		k_R	1,290	1,380	1,470	1,560	1,650	1,740	1,830	1,920	2,010	2,150

Продолжение табл. 3.20

$\frac{\alpha_1}{\alpha_2}$	$\frac{b}{l}$	Коэффициент	P_2/P_1									
			0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
$\frac{0,80}{0,60}$	0,30	k	0,260	0,270	0,280	0,290	0,300	0,312	0,324	0,336	0,348	0,360
		k_0	1,200	1,200	1,240	1,320	1,400	1,480	1,560	1,640	1,720	1,800
		$k_б$	0,410	0,420	0,430	0,440	0,450	0,460	0,470	0,480	0,490	0,500
		k_R	1,280	1,360	1,440	1,520	1,600	1,680	1,760	1,840	1,960	2,100
	0,35	k	0,258	0,265	0,272	0,280	0,290	0,300	0,310	0,320	0,330	0,340
		k_0	1,200	1,200	1,220	1,280	1,350	1,420	1,490	1,560	1,630	1,700
		$k_б$	0,405	0,410	0,415	0,420	0,425	0,430	0,435	0,440	0,445	0,450
		k_R	1,270	1,340	1,410	1,480	1,550	1,620	1,690	1,770	1,910	2,050
$\frac{0,80}{0,70}$	0,20	k	0,265	0,280	0,295	0,310	0,325	0,340	0,355	0,370	0,385	0,400
		k_0	1,200	1,200	1,270	1,360	1,450	1,540	1,630	1,720	1,810	1,900
		$k_б$	0,420	0,440	0,460	0,480	0,500	0,520	0,540	0,560	0,580	0,600
		k_R	1,290	1,380	1,470	1,560	1,650	1,740	1,830	1,920	2,010	2,100
	0,25	k	0,262	0,275	0,288	0,300	0,312	0,325	0,338	0,352	0,366	0,380
		k_0	1,200	1,200	1,240	1,320	1,400	1,480	1,560	1,640	1,720	1,800
		$k_б$	0,415	0,430	0,445	0,460	0,475	0,490	0,505	0,520	0,535	0,550
		k_R	1,280	1,360	1,440	1,520	1,600	1,680	1,760	1,840	1,920	2,050
	0,30	k	0,260	0,270	0,280	0,290	0,300	0,312	0,324	0,336	0,348	0,360
		k_0	1,200	1,200	1,210	1,280	1,350	1,420	1,490	1,560	1,630	1,700
		$k_б$	0,410	0,420	0,430	0,440	0,450	0,460	0,470	0,480	0,490	0,500
		k_R	1,270	1,340	1,410	1,480	1,550	1,620	1,690	1,780	1,870	2,000
	0,35	k	0,258	0,265	0,272	0,280	0,290	0,300	0,310	0,320	0,330	0,340
		k_0	1,200	1,200	1,205	1,260	1,325	1,390	1,455	1,520	1,585	1,650
		$k_б$	0,405	0,410	0,415	0,420	0,425	0,430	0,435	0,440	0,445	0,450
		k_R	1,265	1,330	1,395	1,460	1,525	1,590	1,655	1,720	1,820	1,950
	0,40	k	0,255	0,260	0,265	0,272	0,280	0,288	0,296	0,304	0,312	0,320
		k_0	1,200	1,200	1,200	1,240	1,300	1,360	1,420	1,480	1,540	1,600
		$k_б$	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400
		k_R	1,260	1,320	1,380	1,440	1,500	1,560	1,620	1,680	1,770	1,900
$\frac{0,80}{0,80}$	0,25	k	0,262	0,275	0,288	0,300	0,312	0,325	0,338	0,352	0,366	0,380
		k_0	1,200	1,200	1,225	1,300	1,375	1,450	1,525	1,600	1,675	1,750
		$k_б$	0,415	0,430	0,445	0,460	0,475	0,490	0,505	0,520	0,535	0,550
		k_R	1,275	1,350	1,425	1,500	1,575	1,650	1,725	1,800	1,875	1,950
	0,30	k	0,260	0,270	0,280	0,290	0,300	0,312	0,324	0,336	0,348	0,360
		k_0	1,200	1,200	1,210	1,280	1,350	1,420	1,490	1,560	1,630	1,700
		$k_б$	0,410	0,420	0,430	0,440	0,450	0,460	0,470	0,480	0,490	0,500
		k_R	1,270	1,340	1,410	1,480	1,550	1,620	1,690	1,760	1,830	1,900
	0,35	k	0,258	0,265	0,272	0,280	0,290	0,300	0,310	0,320	0,330	0,340
		k_0	1,200	1,200	1,205	1,260	1,325	1,390	1,455	1,520	1,585	1,650
		$k_б$	0,405	0,410	0,415	0,420	0,425	0,430	0,435	0,440	0,445	0,450
		k_R	1,265	1,330	1,395	1,480	1,525	1,590	1,655	1,720	1,785	1,850

Продолжение табл. 3.20

$\frac{a_1}{a_2}$	$\frac{b}{l}$	Коэффициент	P_2/P_1									
			0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
$\frac{0,80}{0,80}$	0,40	k	0,255	0,260	0,265	0,272	0,280	0,288	0,296	0,304	0,312	0,320
		k_0	1,200	1,200	1,200	1,240	1,300	1,360	1,420	1,480	1,540	1,600
		$k_б$	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400
		k_R	1,260	1,320	1,380	1,440	1,500	1,580	1,620	1,680	1,740	1,800
$\frac{0,90}{0,50}$	0,20	k	0,265	0,280	0,295	0,310	0,325	0,340	0,355	0,370	0,385	0,400
		k_0	1,110	1,220	1,330	1,440	1,550	1,660	1,770	1,880	1,990	2,100
		$k_б$	0,420	0,440	0,460	0,480	0,500	0,520	0,540	0,560	0,580	0,600
		k_R	1,210	1,320	1,430	1,540	1,650	1,760	1,870	2,000	2,150	2,300
	0,25	k	0,262	0,275	0,288	0,300	0,312	0,325	0,338	0,352	0,366	0,380
		k_0	1,110	1,200	1,300	1,400	1,500	1,600	1,700	1,800	1,900	2,000
		$k_б$	0,415	0,430	0,445	0,460	0,475	0,490	0,505	0,520	0,535	0,550
		k_R	1,200	1,300	1,400	1,500	1,600	1,700	1,800	1,950	2,100	2,250
	0,30	k	0,260	0,270	0,280	0,290	0,300	0,312	0,324	0,336	0,348	0,360
		k_0	1,100	1,180	1,270	1,360	1,450	1,540	1,630	1,720	1,810	1,900
		$k_б$	0,410	0,420	0,430	0,440	0,450	0,460	0,470	0,480	0,490	0,500
		k_R	1,190	1,280	1,370	1,460	1,550	1,640	1,750	1,900	2,050	2,200
	0,35	k	0,258	0,265	0,272	0,280	0,290	0,300	0,310	0,320	0,330	0,340
		k_0	1,100	1,160	1,240	1,320	1,400	1,480	1,560	1,640	1,720	1,800
		$k_б$	0,405	0,410	0,415	0,420	0,425	0,430	0,435	0,440	0,445	0,450
		k_R	1,180	1,260	1,340	1,420	1,500	1,580	1,700	1,850	2,000	2,150
$\frac{0,90}{0,60}$	0,20	k	0,265	0,280	0,295	0,310	0,325	0,340	0,355	0,370	0,385	0,400
		k_0	1,100	1,200	1,300	1,400	1,500	1,600	1,700	1,800	1,900	2,000
		$k_б$	0,420	0,440	0,460	0,480	0,500	0,520	0,540	0,560	0,580	0,600
		k_R	1,200	1,300	1,400	1,500	1,600	1,700	1,800	1,920	2,060	2,200
	0,25	k	0,262	0,275	0,288	0,300	0,312	0,325	0,338	0,352	0,366	0,380
		k_0	1,100	1,180	1,270	1,360	1,450	1,540	1,630	1,720	1,810	1,900
		k_0	0,415	0,430	0,445	0,460	0,475	0,490	0,505	0,520	0,535	0,550
		k_R	1,190	1,280	1,370	1,460	1,550	1,640	1,730	1,870	2,010	2,150
	0,30	k	0,260	0,270	0,280	0,290	0,300	0,312	0,324	0,336	0,348	0,360
		k_0	1,100	1,160	1,240	1,320	1,400	1,480	1,560	1,640	1,720	1,800
		$k_б$	0,410	0,420	0,430	0,440	0,450	0,460	0,470	0,480	0,490	0,500
		k_R	1,180	1,260	1,340	1,420	1,500	1,580	1,680	1,820	1,960	2,100
	0,35	k	0,258	0,265	0,272	0,280	0,290	0,300	0,310	0,320	0,330	0,340
		k_0	1,100	1,140	1,210	1,280	1,350	1,420	1,490	1,560	1,630	1,700
		$k_б$	0,405	0,410	0,415	0,420	0,425	0,430	0,435	0,440	0,445	0,450
		k_R	1,170	1,240	1,310	1,380	1,450	1,520	1,630	1,770	1,910	2,050
	0, 40	k	0,255	0,260	0,265	0,272	0,280	0,288	0,296	0,304	0,312	0,320
		k_0	1,100	1,120	1,180	1,240	1,300	1,360	1,420	1,480	1,540	1,600
		$k_б$	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400
		k_R	1,160	1,220	1,280	1,340	1,400	1,460	1,580	1,720	1,860	2,000

Продолжение табл. 3.20

$\frac{\alpha_1}{\alpha_2}$	$\frac{b}{l}$	Коэффициент	P_2/P_1 0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0,90/0,70	0,25	k	0,26[illegible]	0,275	0,288	0,300	0,312	0,325	0,338	0,352	0,366	0,380
		k_0	1,100	1,160	1,240	1,320	1,400	1,480	1,560	1,640	1,720	1,800
		$k_б$	0,415	0,430	0,445	0,460	0,475	0,490	0,505	0,520	0,535	0,550
		k_R	1,180	1,260	1,340	1,420	1,500	1,580	1,660	1,790	1,920	2,050
	0,30	k	0,260	0,270	0,280	0,290	0,300	0,312	0,324	0,336	0,348	0,360
		k_0	1,100	1,140	1,210	1,280	1,350	1,420	1,490	1,560	1,630	1,700
		$k_б$	0,410	0,420	0,430	0,440	0,450	0,460	0,470	0,480	0,490	0,500
		k_R	1,170	1,240	1,310	1,380	1,450	1,520	1,610	1,740	1,870	2,000
	0,35	k	0,258	0,265	0,272	0,280	0,290	0,300	0,310	0,320	0,330	0,340
		k_0	1,100	1,130	1,195	1,260	1,325	1,390	1,455	1,520	1,585	1,650
		$k_б$	0,405	0,410	0,415	0,420	0,425	0,430	0,435	0,440	0,445	0,450
		k_R	1,165	1,230	1,295	1,360	1,425	1,490	1,560	1,690	1,820	1,950
	0,40	k	0,255	0,260	0,265	0,272	0,280	0,288	0,296	0,304	0,312	0,320
		k_0	1,100	1,120	1,180	1,240	1,300	1,360	1,420	1,480	1,540	1,600
		$k_б$	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400
		k_R	1,160	1,220	1,280	1,340	1,400	1,460	1,520	1,640	1,770	1,900
0,90/0,80	0,25	k	0,262	0,275	0,288	0,300	0,312	0,325	0,338	0,352	0,366	0,380
		k_0	1,100	1,150	1,225	1,300	1,375	1,450	1,525	1,600	1,675	1,750
		$k_б$	0,415	0,430	0,445	0,460	0,475	0,490	0,505	0,520	0,535	0,550
		k_R	1,175	1,250	1,325	1,400	1,475	1,550	1,625	1,710	1,830	1,950
	0,30	k	0,260	0,270	0,280	0,290	0,300	0,312	0,324	0,336	0,348	0,360
		k_0	1,100	1,140	1,210	1,280	1,350	1,420	1,490	1,560	1,630	1,700
		$k_б$	0,410	0,420	0,430	0,440	0,450	0,460	0,470	0,480	0,490	0,500
		k_R	1,170	1,240	1,310	1,380	1,450	1,520	1,590	1,660	1,780	1,900
	0,35	k	0,255	0,265	0,272	0,280	0,290	0,300	0,310	0,320	0,330	0,340
		k_0	1,100	1,130	1,195	1,260	1,325	1,390	1,455	1,520	1,585	1,650
		$k_б$	0,405	0,410	0,415	0,420	0,425	0,430	0,435	0,440	0,445	0,450
		k_R	1,165	1,230	1,295	1,360	1,425	1,490	1,555	1,620	1,730	1,850
	0,40	k	0,255	0,260	0,265	0,272	0,280	0,288	0,296	0,304	0,312	0,320
		k_0	1,100	1,120	1,180	1,240	1,300	1,360	1,420	1,480	1,540	1,600
		$k_б$	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400
		k_R	1,160	1,220	1,280	1,340	1,400	1,460	1,520	1,580	1,680	1,800
	0,45	k	0,252	0,255	0,258	0,264	0,270	0,276	0,282	0,288	0,294	0,300
		k_0	1,100	1,110	1,165	1,220	1,275	1,330	1,385	1,440	1,495	1,550
		$k_б$	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400
		k_R	1,155	1,210	1,265	1,320	1,375	1,430	1,485	1,540	1,630	1,750
0,90/0,90	0,25	k	0,262	0,275	0,288	0,300	0,312	0,325	0,338	0,352	0,366	0,380
		k_0	1,100	1,150	1,225	1,300	1,375	1,450	1,525	1,600	1,675	1,750
		$k_б$	0,415	0,430	0,445	0,460	0,475	0,490	0,505	0,520	0,535	0,550
		k_R	1,175	1,250	1,325	1,400	1,475	1,550	1,625	1,700	1,775	1,850

Продолжение табл. 3.20

$\frac{a_1}{a_2}$	$\frac{b}{l}$	Коэффициент	P_2/P_1									
			0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0,90/0,90	0,30	k	0,260	0,270	0,280	0,290	0,300	0,312	0,324	0,336	0,348	0,360
		k_0	1,100	1,140	1,210	1,280	1,350	1,420	1,490	1,560	1,630	1,700
		k_6	0,410	0,420	0,430	0,440	0,450	0,460	0,470	0,480	0,490	0,500
		k_R	1,170	1,240	1,310	1,380	1,450	1,520	1,590	1,660	1,730	1,800
	0,35	k	0,258	0,265	0,272	0,280	0,290	0,300	0,310	0,320	0,330	0,340
		k_0	1,100	1,130	1,195	1,260	1,325	1,390	1,455	1,520	1,585	1,650
		k_6	0,405	0,410	0,415	0,420	0,425	0,430	0,435	0,440	0,445	0,450
		k_R	1,165	1,230	1,295	1,360	1,425	1,490	1,555	1,620	1,685	1,750
	0,40	k	0,255	0,260	0,265	0,272	0,280	0,288	0,296	0,304	0,312	0,320
		k_0	1,100	1,120	1,180	1,240	1,300	1,360	1,420	1,480	1,540	1,600
		k_6	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400
		k_R	1,160	1,220	1,280	1,340	1,400	1,460	1,520	1,580	1,640	1,700
	0,45	k	0,252	0,255	0,258	0,264	0,270	0,276	0,282	0,288	0,294	0,300
		k_0	1,100	1,110	1,165	1,220	1,275	1,330	1,385	1,440	1,495	1,550
		k_6	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400
		k_R	1,155	1,210	1,265	1,320	1,375	1,430	1,485	1,540	1,595	1,650

НЕРАЗРЕЗНЫЕ ПЯТИПРОЛЕТНЫЕ БАЛКИ

Данные для расчета пятипролетных подкрановых балок под два одинаковых крана помещены в табл. 3.21.

Ординаты огибающих эпюр M и Q от крановой нагрузки даны через 0,1 пролета в зависимости от величин K (база крана) и b (минимальное буферное расстояние), характеризующих краны.

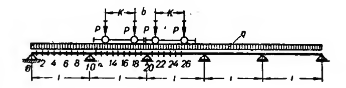
Расчетные огибающие эпюры M и Q получаются сложением ординат эпюр от крановой нагрузки с ординатами эпюры от собственного веса подкрановой балки и подкранового пути.

В таблицах учтен также случай, когда возможен сход крана с данной балки (балка у температурного шва). Ординаты, соответствующие этому случаю, даны в таблицах в скобках. Вертикальной прямой со стрелками ↕ в таблицах заменены ординаты сечений, в которых эпюра изменяется по прямой между ближайшими данными в таблице ординатами.

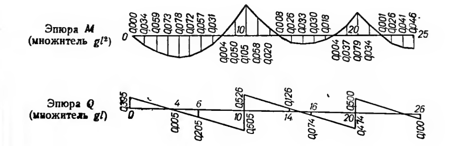
Таблица 3.21

Данные для расчета неразрезных пятипролетных равнопролетных подкрановых балок под два одинаковых крана

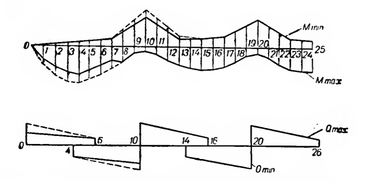
Расчетная схема



Эпюры M и Q от равномерно распределенной нагрузки g



Огибающие эпюры M и Q от крановой нагрузки



Примечание. Пунктиром изображен случай, когда возможен сход крана с данной балки.

Продолжение табл. 3.21

Ординаты огибающих эпюр M и Q

Сечения	$K=0,3l$								$K=0,4l$							
	$b=0,1l$				$b=0,2l$				$b=0,1l$				$b=0,2l$			
	M		Q		M		Q		M		Q		M		Q	
	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max
0	0	0	—	2383	0	0	—	2148	0	0	—	1964(2273)	0	0	—	1807(2046)
1	↑	191(202)	—	↑	19	180	—	↑	↑	157(192)	—	↑	↑	144(171)	—	↑
2		300(334)	—		39	293	—			242(316)	—			221(276)	—	
3		402	—		58	345	—			289(378)	—			260(324)	—	
4		462	755		78	394	755			386(404)	740			323(353)	616	
5		453	↑	↓	97	377	↑	↓		385	↑	↓		320(341)	↑	↓
6		400		388	117	341		388		342		331		284		331
7		290		—	136	247		—	↓	248		—	↓	208		—
8	↓	148		—	156	148		—	140	133		—	120	133		—
9	200	54	↓	—	194	50	↓	—	173	42	↓	—	173	39	↓	—
10	325	60	2871	2653	324	52	2647	2443	309	47	2625	2546	295	40	2445	2336
11	263	54	—	↑	232	54	—	↑	210	46	—	↑	180(192)	46	—	↑
12	↑	149	—		198	133	—		180	121	—		144(164)	117	—	
13		277	—		165	233	—		149	234	—		121(136)	194	—	
14	↓	353	654		131	298	654		131	303	560		117	253	560	
15	124	372	↑	↓	124	309	↑	↓	113	321	↑	↓	113	265	↑	↓
16	↑	349		684	119	295		689	↑	300		590	108	251		590
17		269		—	131	226		—	↓	230		—	104	191		—
18	↓	150		—	156	150		—	141	136		—	120	136		—
19	209	62	↓	—	182	69	↓	—	161	56	↓	—	161	56	↓	—
20	303	90	2653	2648	300	91	2447	2440	274	82	2540	2535	274	82	2334	2327
21	209	72	—	↑	186	72	—	↑	167	61	—	↑	163	52	—	↑
22	↑	156	—		159	157	—		142	142	—		122	142	—	
23		268	—		132	224	—		↑	228	—		101	195	—	
24	↓	345	—		111	292	—			297	—		101	248	—	
25	110	366	—	↓	111	303	—	↓	101	317	—	↓	101	195	—	↓
26	—	—	—	648	—	—	—	648	—	—	—	557	—	—	—	557
Множитель	$\frac{Pl}{1000}$		$\frac{P}{1000}$		$\frac{Pl}{1000}$		$\frac{P}{1000}$		$\frac{Pl}{1000}$		$\frac{P}{1000}$		$\frac{Pl}{1000}$		$\frac{P}{1000}$	

Продолжение табл. 3.21

Сечения	K=0,5 l											
	b=0,1 l				b=0,2 l				b=0,3 l			
	M		Q		M		Q		M		Q	
	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max
0	0	50	—	1658(2171)	0	0	—	1541(1953)	0	0	—	1446(1750)
1	↑	131(183)	—	↑	↑	122(162)	—	↑	↑	120(144)	—	↑
2		200(300)	—			197(263)	—			197(230)	—	
3		234(357)	—			234(308)	—			234(266)	—	
4		263(376)	550			238(325)	547(687)			238(275)	562	
5		329(355)	↑	↓	↓	271(313)	↑	↓		223(274)	↑	↓
6		295		312	72	230(261)		288		220(231)		288
7	↓	218		—	82	188		—	↓	188		—
8	105	124		—	95	130		—	95	124		—
9	203	35	↓	—	164	35	↓	—	175	35	↓	—
10	300	36	2510	2426	283	33	2324	2222	254	32	2120	2013
11	206(228)	44	—	↑	186	44	—	↑	188	44	—	↑
12	112(156)	108	—		140	108	—		121	108	—	
13	↑	205	—		116	167	—		↑	163	—	
14	↓	264	496		104	220	481			188	487	
15	100	283	↑	↓	↑	232	↑	↓		192	↑	↓
16	↑	265		515	↓	219		515		194		515
17	↓	203		—	92	175		—	↓	175		—
18	106	126		—	98	126		—	98	126		—
19	187	50	↓	—	161	50		—	170	50	↓	—
20	268	73	2416	2411	253	72	2214	2207	242	73	2005	1997
21	187	57	—	↑	162	57	—	↑	170	57	—	↑
22	106	131	—		91	131	—		98	131	—	
23	↑	202	—		89	178	—		↑	178	—	
24	↓	263	—		89	218	—		↓	196	—	
25	89	280	—	↓	89	229	—	↓	89	189	—	↓
26	—	—	—	491	—	—	—	484	—	—	—	484
Множитель	$\frac{Pl}{1000}$		$\frac{P}{1000}$		$\frac{Pl}{1000}$		$\frac{P}{1000}$		$\frac{Pl}{1000}$		$\frac{P}{1000}$	

Сечения	K=0,6 l											
	b=0,1 l				b=0,2 l				b=0,3 l			
	M		Q		M		Q		M		Q	
	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max
0	0	0	—	1426(2078)	0	0	—	1441(1871)	0	0	—	1278(1681)
1	↑	112(175)	—	↑	↑	111(156)	—	↑	↑	110(138)	—	↑
2		179(286)	—			179(252)	—			179(222)	—	
3		212(341)	—			212(296)	—			212(258)	—	
4		214(355)	584(863)			214(303)	584(742)			214(255)	617	
5		213(336)	↑	↓		194(294)	↑	↓		193(255)	↑	↓
6		255(280)		426	↓	205(246)		341		194(216)		322
7	↓	198		—	71	173		—	↓	173		—
8	87	117		—	84	117		—	81	117		—
9	184	36	↓	—	161	36	↓	—	156(172)	36	↓	—
10	280	28	2382	2302	272	28	2191	2105	230(263)	28	1984	1910
11	188(204)	45	—	↑	175	45	—	↑	163(180)	45	—	↑
12	96(127)	104	—		109	104	—		96	104	—	
13	↑	186	—		93	152	—		↑	152	—	
14	↓	240	546		89	198	518		↓	172	511	
15	85	256	↑	↓	85	211	↑	↓	85	175	↑	↓
16	↑	240		539	82	198		540	↑	177		531
17	↓	188		—	78	162		—	↓	162		—
18	87	119		—	83	119		—	83	119		—
19	170	50	↓	—	158	50	↓	—	153	50	↓	—
20	253	62	2288	2283	239	62	2083	2087	222	62	1896	1892
21	170	57	—	↑	158	57	—	↑	153	57	—	↑
22	87	124	—		84	124	—		83	124	—	
23	↑	187	—		76	166	—		↑	166	—	
24	↓	239	—		76	198	—		↓	179	—	
25	76	254	—	↓	76	209	—		76	173	—	↓
26	—	—	—	547	—	—	—	513	—	—	—	508
Множитель	$\frac{Pl}{1000}$		$\frac{P}{1000}$		$\frac{Pl}{1000}$		$\frac{P}{1000}$		$\frac{Pl}{1000}$		$\frac{P}{1000}$	

Продолжение табл. 3.21

Сечения	K=0,7 l											
	b=0,2 l				b=0,3 l				b=0,4 l			
	M		Q		M		Q		M		Q	
	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max
0	0	0	—	1226(1803)	0	0	—	1226(1627)	0	0	—	1226(1471)
1	8	102(150)	—	↑	↑	102(134)	—	↑	↑	102(121)	—	↑
2	17	165(244)	—			165(217)	—			165(194)	—	
3	25	194(289)	—			194(254)	—			194(226)	—	
4	33	197(292)	605(780)			197(254)	655			197(224)	585	
5	42	179(282)	↑	↓		179(242)	↑	↓		179(210)	↑	↓
6	50	145(238)		242(346)		145(209)		318		145(191)		318
7	59	158(168)		—	↓	158		—	↓	158		—
8	86	114		—	78	114		—	68	114		—
9	159	41	↓	—	151(171)	41	↓	—	137(158)	41	↓	—
10	275	23	2051	1994	224(264)	23	1843	1816	206(248)	23	1462(1656)	1650
11	189	50	—	↑	151(186)	50	—	↑	142(174)	50	—	↑
12	109	102	—		77(108)	102	—		77(100)	102	—	
13	75	144	—		↑	144	—		↑	144	—	
14	72	186	544		↓	161	405		↓	161	374	
15	70	198	↑	↓	69	165	↑	↓	69	156	↑	↓
16	67	187		550	↑	164		418	↑	164		457
17	64	152		—	↓	152		—	↓	152		—
18	86	115		—	77	115		—	68	115		—
19	154	53	↓	—	146	53	↓	—	133	53	↓	—
20	229	50	1979	1976	214	51	1799	1798	197	51	1634	1631
21	154	59	—	↑	146	58	—	↑	133	58	—	↑
22	86	119	—		77	118	—		68	118	—	
23	63	155	—		↑	155	—		↑	155	—	
24	63	188	—		↓	166	—		↓	166	—	
25	63	198	—	↓	63	165	—	↓	63	156	—	↓
26	—	—	—	540	—	—	—	422	—	—	—	386
Множитель	$\frac{Pl}{1000}$		$\frac{P}{1000}$		$\frac{Pl}{1000}$		$\frac{P}{1000}$		$\frac{Pl}{1000}$		$\frac{P}{1000}$	

Продолжение табл. 3.21

Сечения	K=0,8 l											
	b=0,2 l				b=0,3 l				b=0,4 l			
	M		Q		M		Q		M		Q	
	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max
0	0	0	—	1140(1749)	0	0	—	1140(1588)	0	0	—	1140(1446)
1	↑	95(146)	—	↑	↑	94(132)	—	↑	↑	94(120)	—	↑
2		153(239)	—			153(214)	—			153(193)	—	
3		182(285)	—			182(254)	—			182(227)	—	
4		186(291)	615(805)			186(256)	680			186(228)	595	
5		171(275)	↑	↓		171(236)	↑	↓		171(209)	↑	↓
6	↓	142(237)		236(357)	↓	141(207)		316	↓	141(189)		266
7	49	104(172)		—	49	104(156)		—	49	104(156)		—
8	92	112		—	↑	112		—	↑	112		—
9	157	51	↓	—	↓	51	↓	—	↓	51	↓	—
10	230(272)	19	1400(1900)	1894	218(260)	36	1317(1826)	1737	204(242)	19	1313(1734)	1589
11	122(195)	55	—	↑	↑	55	—	↑	↑	55	—	↑
12	58(122)	102	—		↓	102	—		↓	102	—	
13	↑	143(73)	—		57(73)	138	—		57(73)	138	—	
14		172(68)	559		56(69)	153	548		56(69)	153	531	
15		193(64)	↑	↓	55(64)	163	↑	↓	55(64)	149	↑	↓
16	↓	184(60)		552	54(60)	155		497	56(60)	155		433
17	56	149		—	53(56)	144		—	56	144		—
18	92	113		—	↑	113		—	↑	113		—
19	151	59	↓	—	↓	59	↓	—	↓	59	↓	—
20	220	46	1880	1879	206	46	1723	1722	192	46	1567	1574
21	149	67	—	↑	↑	67	—	↑	↑	67	—	↑
22	91	119	—		↓	119	—		↓	119	—	
23	52	150	—		56	150	—		56	150	—	
24	52	185	—		54	159	—		54	159	—	
25	52	195	—	↓	52	164	—	↓	52	151	—	↓
26	—	—	—	559	—	—	—	539	—	—	—	522
Множитель	$\frac{Pl}{1000}$		$\frac{P}{1000}$		$\frac{Pl}{1000}$		$\frac{P}{1000}$		$\frac{Pl}{1000}$		$\frac{P}{1000}$	

Литература к расчету подкрановых балок

Железобетонные подкрановые балки под мостовые краны, Промстройпроект, Проектно-расчетная инструкция, раздел VI, Серия 622, 1940.

В. А. Илларионов, Таблицы для расчета неразрезных подкрановых балок, Госпроектстрой, 1932.

В. А. Илларионов и П. М. Френкель, Расчет железобетонных подкрановых балок (таблицы), Стройиздат, 1934.

В. И. Лабзенко, М. И. Бычков, А. А. Оатул, Графики для быстрого построения огибающих эпюр моментов и поперечных сил в разрезных подкрановых балках, «Вопросы строительной механики и строительных конструкций», Труды Уральского политехнического института имени С. М. Кирова, выпуск 44, Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре, 1953.

ПЛИТЫ, ОПЕРТЫЕ ПО КОНТУРУ

Ниже приведены таблицы и формулы для расчета по упругой стадии и методом предельного равновесия плит различной конфигурации, при различном их опирании и для разных видов загружения.

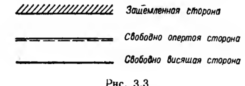


Рис. 3.3.

Формулы и таблицы предназначены для расчета прямоугольных, треугольных, трапецевидных, круглых, кольцевых, эллиптических и некоторых других плит.

На рис. 3.3 приведены условные обозначения для плит, опертых по контуру.

В таблицах приведены коэффициенты для определения величин изгибающих моментов, отнесенных к единице ширины плиты (1 *пог. м* или 1 *пог. см*). Следовательно, размерность получаемых изгибающих моментов будет *кгм/м*; *кгсм/см* или *тм/м* в соответствии с тем, какая размерность принята для нагрузки и размеров пролетов. Для плиты, опертой по контуру, величина изгибающего момента (на погонную единицу ширины) зависит от суммарной величины нагрузки и способа ее приложения и не зависит от абсолютных размеров плиты.

Так, например, для квадратной свободно опертой плиты (схема 1 в табл. 3.22), загруженной равномерно распределенной нагрузкой, имеющей равнодействующую $P = pl_к l_д = 2000$ *кг*, интенсивность максимальных пролетных моментов в обоих направлениях равна

$$M_к = M_д = \alpha_к P = \alpha_д P = 0{,}0365 \times 2000 = 73 \ кгм/м = 73 \ кгсм/см.$$

Если нагрузка $P = 2000$ *кг* будет сосредоточена в центре плиты (схема 1 табл. 3.23), то, независимо от абсолютных размеров плиты, интенсивность максимальных пролетных моментов в обоих направлениях будет равна

$$M_к = M_д = 0{,}146 \times 2000 = 292 \ кгм/м = 292 \ кгсм/см.$$

В таблицах 3.22—3.25, 3.43, 3.50—3.57 значение коэффициента Пуассона μ принято равным нулю.

ПРЯМОУГОЛЬНЫЕ ПЛИТЫ

Данные для расчета в упругой стадии прямоугольных плит, загруженных равномерно распределенной нагрузкой при 11 различных схемах опирания, содержит табл. 3.22 (таблица Маркуса-Лезера, переработанная и дополненная Промстройпроектом). В табл. 3.22 приняты следующие обозначения (рис. 3.4)

$M_к$ и $M_д$ — максимальные пролетные изгибающие моменты, действующие в направлении коротких и длинных сторон.

$\mathfrak{M}_к$ и $\mathfrak{M}_д$ — максимальные опорные изгибающие моменты, действующие в направлении коротких и длинных сторон.

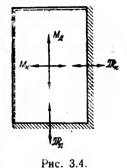


Рис. 3.4.

Если углы свободно лежащей плиты могут беспрепятственно подниматься, то табл. 3.22 для определения изгибающих моментов пользоваться нельзя.

Таблица 3.22

Прямоугольные плиты, загруженные сплошной равномерно распределенной нагрузкой

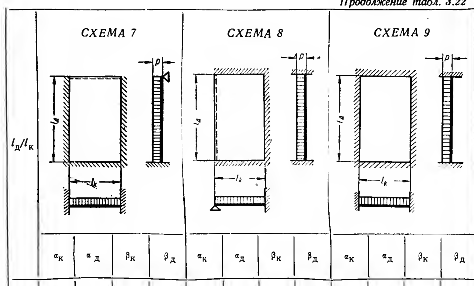
$M_к = \alpha_к P$; $M_д = \alpha_д P$; $\mathfrak{M}_к = -\beta_к P$; $\mathfrak{M}_д = -\beta_д P$; $P = p l_к l_д$;

$l_д/l_к$	СХЕМА 1		СХЕМА 2			СХЕМА 3		
	$\alpha_к$	$\alpha_д$	$\alpha_к$	$\alpha_д$	$\beta_к$	$\alpha_к$	$\alpha_д$	$\beta_д$
1,00	0,0365	0,0365	0,0334	0,0273	0,0892	0,0273	0,0334	0,0893
1,05	0,0384	0,0341	0,0343	0,0252	0,0895	0,0293	0,0325	0,0883
1,10	0,0399	0,0330	0,0349	0,0231	0,0892	0,0313	0,0313	0,0867
1,15	0,0414	0,0314	0,0353	0,0213	0,0885	0,0332	0,0302	0,0844
1,20	0,0428	0,0298	0,0357	0,0196	0,0872	0,0348	0,0292	0,0820
1,25	0,0440	0,0282	0,0359	0,0179	0,0859	0,0363	0,0280	0,0791
1,30	0,0452	0,0268	0,0359	0,0165	0,0843	0,0378	0,0269	0,0760
1,35	0,0461	0,0253	0,0358	0,0152	0,0827	0,0391	0,0258	0,0726
1,40	0,0469	0,0240	0,0357	0,0140	0,0808	0,0401	0,0248	0,0688
1,45	0,0475	0,0225	0,0353	0,0128	0,0790	0,0411	0,0237	0,0654
1,50	0,0480	0,0214	0,0350	0,0119	0,0772	0,0420	0,0228	0,0620
1,55	0,0484	0,0201	0,0346	0,0109	0,0754	0,0427	0,0219	0,0585
1,60	0,0485	0,0189	0,0341	0,0101	0,0735	0,0433	0,0208	0,0553
1,65	0,0486	0,0179	0,0338	0,0093	0,0718	0,0437	0,0198	0,0519
1,70	0,0488	0,0169	0,0333	0,0086	0,0701	0,0441	0,0190	0,0489
1,75	0,0486	0,0158	0,0329	0,0080	0,0685	0,0443	0,0181	0,0460
1,80	0,0485	0,0148	0,0326	0,0075	0,0668	0,0444	0,0172	0,0432
1,85	0,0484	0,0140	0,0321	0,0069	0,0653	0,0445	0,0165	0,0407
1,90	0,0480	0,0133	0,0316	0,0064	0,0638	0,0445	0,0157	0,0332
1,95	0,0476	0,0125	0,0310	0,0060	0,0624	0,0444	0,0149	0,0359
2,00	0,0473	0,0118	0,0303	0,0056	0,0610	0,0443	0,0142	0,0338

Продолжение табл. 3.22

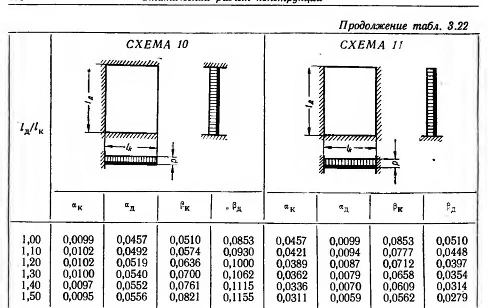
$l_д/l_к$	СХЕМА 4			СХЕМА 5			СХЕМА 6			
	$\alpha_к$	$\alpha_д$	$\beta_к$	$\alpha_к$	$\alpha_д$	$\beta_д$	$\alpha_к$	$\alpha_д$	$\beta_к$	$\beta_д$
1,00	0,0267	0,0180	0,0694	0,0180	0,0267	0,0694	0,0269	0,0269	0,0625	0,0625
1,05	0,0267	0,0161	0,0680	0,0199	0,0265	0,0705	0,0282	0,0255	0,0655	0,0590
1,10	0,0266	0,0146	0,0667	0,0218	0,0262	0,0708	0,0292	0,0242	0,0675	0,0558
1,15	0,0264	0,0131	0,0650	0,0236	0,0258	0,0710	0,0301	0,0228	0,0691	0,0522
1,20	0,0261	0,0118	0,0633	0,0254	0,0254	0,0707	0,0309	0,0214	0,0703	0,0488
1,25	0,0257	0,0106	0,0616	0,0271	0,0248	0,0700	0,0314	0,0202	0,0710	0,0454
1,30	0,0254	0,0097	0,0599	0,0287	0,0242	0,0689	0,0319	0,0188	0,0711	0,0421
1,35	0,0250	0,0088	0,0582	0,0302	0,0235	0,0676	0,0320	0,0176	0,0711	0,0391
1,40	0,0245	0,0080	0,0565	0,0316	0,0229	0,0660	0,0323	0,0165	0,0709	0,0361
1,45	0,0240	0,0072	0,0550	0,0329	0,0222	0,0641	0,0324	0,0154	0,0703	0,0334
1,50	0,0235	0,0066	0,0534	0,0341	0,0214	0,0621	0,0324	0,0144	0,0695	0,0310
1,55	0,0230	0,0060	0,0519	0,0352	0,0207	0,0599	0,0323	0,0134	0,0686	0,0286
1,60	0,0226	0,0056	0,0506	0,0362	0,0200	0,0577	0,0321	0,0125	0,0678	0,0265
1,65	0,0221	0,0051	0,0493	0,0369	0,0193	0,0555	0,0319	0,0117	0,0668	0,0245
1,70	0,0217	0,0047	0,0476	0,0376	0,0186	0,0531	0,0316	0,0109	0,0657	0,0228
1,75	0,0212	0,0043	0,0466	0,0383	0,0179	0,0507	0,0313	0,0097	0,0645	0,0211
1,80	0,0208	0,0040	0,0454	0,0388	0,0172	0,0484	0,0308	0,0096	0,0635	0,0196
1,85	0,0204	0,0037	0,0443	0,0393	0,0165	0,0461	0,0306	0,0089	0,0622	0,0183
1,90	0,0199	0,0034	0,0432	0,0396	0,0158	0,0439	0,0302	0,0084	0,0612	0,0169
1,95	0,0196	0,0032	0,0422	0,0398	0,0152	0,0418	0,0299	0,0078	0,0599	0,0160
2,00	0,0193	0,0030	0,0412	0,0400	0,0146	0,0397	0,0294	0,0074	0,0588	0,0147

Продолжение табл. 3.22



$l_д/l_к$	СХЕМА 7				СХЕМА 8				СХЕМА 9			
	$\alpha_к$	$\alpha_д$	$\beta_к$	$\beta_д$	$\alpha_к$	$\alpha_д$	$\beta_к$	$\beta_д$	$\alpha_к$	$\alpha_д$	$\beta_к$	$\beta_д$
1,00	0,0226	0,0198	0,0556	0,0417	0,0198	0,0226	0,0417	0,0556	0,0179	0,0179	0,0417	0,0417
1,05	0,0231	0,0184	0,0560	0,0385	0,0213	0,0221	0,0450	0,0545	0,0187	0,0171	0,0437	0,0394
1,10	0,0234	0,0169	0,0565	0,0350	0,0226	0,0212	0,0481	0,0530	0,0194	0,0161	0,0450	0,0372
1,15	0,0236	0,0154	0,0564	0,0319	0,0238	0,0206	0,0507	0,0511	0,0200	0,0150	0,0461	0,0349
1,20	0,0236	0,0142	0,0560	0,0292	0,0249	0,0198	0,0530	0,0491	0,0204	0,0142	0,0468	0,0325
1,25	0,0236	0,0132	0,0552	0,0267	0,0258	0,0189	0,0549	0,0470	0,0207	0,0133	0,0473	0,0303
1,30	0,0235	0,0120	0,0545	0,0242	0,0266	0,0181	0,0565	0,0447	0,0208	0,0123	0,0475	0,0281
1,35	0,0233	0,0110	0,0536	0,0222	0,0272	0,0172	0,0577	0,0424	0,0210	0,0115	0,0474	0,0262
1,40	0,0230	0,0102	0,0526	0,0202	0,0279	0,0162	0,0588	0,0400	0,0210	0,0107	0,0473	0,0240
1,45	0,0228	0,0094	0,0516	0,0185	0,0282	0,0154	0,0593	0,0377	0,0209	0,0100	0,0469	0,0223
1,50	0,0225	0,0086	0,0506	0,0169	0,0285	0,0146	0,0597	0,0354	0,0208	0,0093	0,0464	0,0206
1,55	0,0221	0,0079	0,0495	0,0155	0,0289	0,0138	0,0599	0,0332	0,0206	0,0086	0,0459	0,0191
1,60	0,0218	0,0073	0,0484	0,0142	0,0289	0,0130	0,0599	0,0312	0,0205	0,0080	0,0452	0,0177
1,65	0,0214	0,0067	0,0473	0,0131	0,0290	0,0123	0,0597	0,0293	0,0202	0,0074	0,0446	0,0164
1,70	0,0210	0,0062	0,0462	0,0120	0,0290	0,0116	0,0594	0,0274	0,0200	0,0069	0,0438	0,0152
1,75	0,0206	0,0058	0,0452	0,0112	0,0290	0,0109	0,0589	0,0256	0,0197	0,0064	0,0431	0,0141
1,80	0,0203	0,0054	0,0442	0,0102	0,0288	0,0103	0,0583	0,0240	0,0195	0,0060	0,0423	0,0131
1,85	0,0200	0,0050	0,0432	0,0095	0,0286	0,0097	0,0576	0,0225	0,0192	0,0056	0,0415	0,0122
1,90	0,0196	0,0046	0,0422	0,0088	0,0284	0,0092	0,0570	0,0212	0,0190	0,0052	0,0408	0,0113
1,95	0,0192	0,0043	0,0413	0,0082	0,0282	0,0086	0,0562	0,0198	0,0186	0,0049	0,0400	0,0107
2,00	0,0189	0,0040	0,0404	0,0076	0,0280	0,0081	0,0555	0,0187	0,0183	0,0046	0,0392	0,0098

Продолжение табл. 3.22



$l_д/l_к$	СХЕМА 10				СХЕМА 11			
	$\alpha_к$	$\alpha_д$	$\beta_к$	$\beta_д$	$\alpha_к$	$\alpha_д$	$\beta_к$	$\beta_д$
1,00	0,0099	0,0457	0,0510	0,0853	0,0457	0,0099	0,0853	0,0510
1,10	0,0102	0,0492	0,0574	0,0930	0,0421	0,0094	0,0777	0,0448
1,20	0,0102	0,0519	0,0636	0,1000	0,0389	0,0087	0,0712	0,0397
1,30	0,0100	0,0540	0,0700	0,1062	0,0362	0,0079	0,0658	0,0354
1,40	0,0097	0,0552	0,0761	0,1115	0,0336	0,0070	0,0609	0,0314
1,50	0,0095	0,0556	0,0821	0,1155	0,0311	0,0059	0,0562	0,0279

Таблица 3.23

Прямоугольные плиты, загруженные сосредоточенной силой, расположенной в центре

$$M_к = \alpha_к P;\ M_д = \alpha_д P;\ \mathfrak{M}_к = -\beta_к P;\ \mathfrak{M}_д = -\beta_д P;$$

$l_д/l_к$	СХЕМА 1		СХЕМА 2			
	$\alpha_к$	$\alpha_д$	$\alpha_к$	$\alpha_д$	$\beta_к$	$\beta_д$
1,00	0,146	0,146	0,108	0,108	0,094	0,094
1,10	0,162	0,143	0,118	0,104	0,113	0,083
1,20	0,179	0,141	0,128	0,100	0,126	0,074
1,30	0,198	0,140	0,136	0,096	0,139	0,063
1,40	0,214	0,138	0,143	0,092	0,149	0,055
1,50	0,230	0,137	0,150	0,088	0,156	0,047
1,60	0,244	0,135	0,156	0,086	0,162	0,040
1,70	0,258	0,134	0,160	0,083	0,167	0,035
1,80	0,270	0,132	0,162	0,080	0,171	0,030
1,90	0,280	0,131	0,165	0,078	0,174	0,026
2,00	0,290	0,130	0,168	0,076	0,176	0,022

Табл. 3.24 содержит данные для расчета в упругой стадии прямоугольных плит свободно опертых по контуру, загруженных линейными или распределенными по прямоугольной площадке нагрузками. Как частные случаи табл. 3.24 включает схему 1 табл. 3.22 и схему 1 табл. 3.23.

Величины M_x и M_y представляют собой максимальные пролетные изгибающие моменты в направлениях l_x и l_y.

Таблица 3.24

Прямоугольные, свободно опертые по контуру плиты, загруженные линейной нагрузкой или нагрузкой, распределенной по прямоугольной площадке

$$M_x = \alpha_x P$$

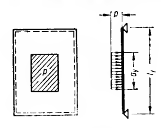
$$M_y = \alpha_y P$$

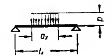
P — равнодействующая внешней нагрузки;

нагрузка на площади $P = pa_x a_y$;

нагрузка на прямой $P = pa_x$ или $P = pa_y$;

нагрузка в точке $P = P$.





a_x/l_x	l_y/l_x	a_y/l_y											
		1,0		0,8		0,6		0,4		0,2		0,0	
		α_x	α_y	α_x	α_y	α_x	α_y	α_x	α_y	α_x	α_y	α_x	α_y
0,0	1,00	0,109	0,060	0,133	0,073	0,160	0,093	0,196	0,121	—	—	0,146	0,146
	1,20	0,112	0,046	0,154	0,067	0,180	0,086	0,216	0,114	—	—	0,179	0,141
	1,40	0,112	0,034	0,169	0,061	0,195	0,080	0,229	0,108	—	—	0,214	0,138
	1,60	0,111	0,025	0,179	0,057	0,204	0,074	0,238	0,104	—	—	0,244	0,135
	1,80	0,107	0,018	0,184	0,053	0,209	0,070	0,243	0,101	—	—	0,270	0,132
	2,00	0,103	0,013	0,188	0,048	0,212	0,068	0,246	0,097	—	—	0,290	0,130
0,2	1,00	0,088	0,058	0,105	0,072	0,124	0,090	0,144	0,117	—	—	—	—
	1,20	0,094	0,045	0,125	0,065	0,144	0,083	0,164	0,111	—	—	—	—
	1,40	0,096	0,034	0,140	0,060	0,158	0,078	0,175	0,105	—	—	—	—
	1,60	0,096	0,025	0,150	0,055	0,166	0,073	0,135	0,100	—	—	—	—
	1,80	0,094	0,019	0,155	0,051	0,172	0,069	0,190	0,097	—	—	—	—
	2,00	0,090	0,012	0,158	0,048	0,175	0,066	0,193	0,094	—	—	—	—
0,4	1,00	0,070	0,055	0,084	0,067	0,096	0,084	0,108	0,108	0,117	0,144	0,121	0,196
	1,20	0,077	0,043	0,103	0,063	0,115	0,078	0,127	0,102	0,135	0,127	0,141	0,190
	1,40	0,081	0,031	0,117	0,056	0,129	0,073	0,139	0,097	0,149	0,126	0,153	0,184
	1,60	0,082	0,024	0,126	0,052	0,137	0,068	0,147	0,092	0,154	0,125	0,160	0,180
	1,80	0,082	0,017	0,131	0,048	0,142	0,065	0,152	0,088	0,161	0,123	0,165	0,177
	2,00	0,078	0,012	0,135	0,048	0,146	0,062	0,156	0,085	0,163	0,120	0,168	0,173
0,6	1,00	0,056	0,050	0,066	0,061	0,076	0,076	0,084	0,096	0,090	0,124	0,093	0,160
	1,20	0,064	0,039	0,085	0,057	0,096	0,070	0,102	0,091	0,107	0,118	0,108	0,153
	1,40	0,069	0,029	0,097	0,051	0,105	0,065	0,113	0,085	0,118	0,111	0,119	0,147
	1,60	0,071	0,022	0,106	0,047	0,114	0,061	0,119	0,081	0,125	0,107	0,126	0,144
	1,80	0,070	0,014	0,110	0,044	0,119	0,057	0,125	0,076	0,129	0,104	0,131	0,141
	2,00	0,068	0,011	0,113	0,041	0,121	0,056	0,127	0,075	0,133	0,102	0,133	0,139
1,0	1,00	0,036	0,036	—	—	0,050	0,056	0,055	0,070	0,058	0,088	0,060	0,109
	1,20	0,043	0,030	—	—	0,063	0,051	0,068	0,065	0,070	0,083	0,072	0,105
	1,40	0,047	0,024	—	—	0,072	0,048	0,077	0,059	0,080	0,079	0,080	0,101
	1,60	0,048	0,019	—	—	0,078	0,044	0,081	0,057	0,084	0,076	0,084	0,098
	1,80	0,048	0,015	—	—	0,081	0,041	0,085	0,054	0,088	0,072	0,088	0,095
	2,00	0,047	0,012	—	—	0,082	0,040	0,087	0,053	0,090	0,071	0,091	0,093

Таблица 3.25

Прямоугольные плиты, загруженные треугольной нагрузкой

$M_к = \alpha_к P$; $M_д = \alpha_д P$; $\mathfrak{M}_{кв} = -\beta_{кв} P$; $\mathfrak{M}_{кн} = -\beta_{кн} P$; $\mathfrak{M}_{дв} = -\beta_{дв} P$; $\mathfrak{M}_{дн} = -\beta_{дн} P$;

$$P = \frac{1}{2} p l_д l_к;$$

$l_д/l_к$	СХЕМА 1					СХЕМА 2				
	$\alpha_к$	$\alpha_д$	$\beta_к$	$\beta_{дн}$	$\beta_{дв}$	$\alpha_к$	$\alpha_д$	$\beta_{кн}$	$\beta_{кв}$	$\beta_д$
1,00	0,0184	0,0206	0,0448	0,0562	0,0332	0,0206	0,0184	0,0562	0,0332	0,0446
1,10	0,0205	0,0190	0,0477	0,0538	0,0302	0,0218	0,0160	0,0576	0,0353	0,0411
1,20	0,0221	0,0173	0,0495	0,0506	0,0271	0,0227	0,0137	0,0580	0,0357	0,0372
1,30	0,0229	0,0156	0,0504	0,0470	0,0237	0,0231	0,0112	0,0577	0,0376	0,0336
1,40	0,0235	0,0137	0,0508	0,0431	0,0204	0,0233	0,0090	0,0569	0,0380	0,0302
1,50	0,0241	0,0120	0,0510	0,0387	0,0168	0,0233	0,0072	0,0556	0,0382	0,0276

$l_д/l_к$	СХЕМА 3				СХЕМА 4			
	$\alpha_к$	$\alpha_д$	$\beta_к$	$\beta_д$	$\alpha_к$	$\alpha_д$	$\beta_к$	$\beta_д$
1,00	0,0216	0,0194	0,0502	0,0588	0,0194	0,0216	0,0588	0,0502
1,10	0,0229	0,0178	0,0515	0,0554	0,0211	0,0198	0,0614	0,0480
1,20	0,0236	0,0161	0,0521	0,0517	0,0228	0,0178	0,0633	0,0435
1,30	0,0239	0,0145	0,0522	0,0477	0,0243	0,0153	0,0644	0,0418
1,40	0,0241	0,0131	0,0519	0,0432	0,0257	0,0132	0,0650	0,0396
1,50	0,0241	0,0117	0,0514	0,0387	0,0271	0,0120	0,0652	0,0357

Продолжение табл. 3.25

$l_д/l_к$	СХЕМА 5				СХЕМА 6			
	$\alpha_к$	$\alpha_д$	$\beta_к$	$\beta_д$	$\alpha_к$	$\alpha_д$	$\beta_к$	$\beta_д$
1,00	0,0246	0,0172	0,0538	0,0598	0,0172	0,0246	0,0598	0,0538
1,10	0,0248	0,0163	0,0538	0,0553	0,0178	0,0244	0,0640	0,0535
1,20	0,0250	0,0153	0,0535	0,0510	0,0180	0,0242	0,0677	0,0533
1,30	0,0250	0,0142	0,0529	0,0469	0,0182	0,0244	0,0709	0,0533
1,40	0,0247	0,0128	0,0522	0,0429	0,0180	0,0249	0,0739	0,0536
1,50	0,0245	0,0114	0,0514	0,0390	0,0177	0,0261	0,0765	0,0555

$l_д/l_к$	СХЕМА 7				СХЕМА 8			
	$\alpha_к$	$\alpha_д$	$\beta_к$	$\beta_д$	$\alpha_к$	$\alpha_д$	$\beta_к$	$\beta_д$
1,00	0,0718	0,0042	0,1412	0,0422	0,0042	0,0718	0,0422	0,1412
1,10	0,0672	0,0037	0,1308	0,0350	0,0047	0,0758	0,0509	0,1510
1,20	0,0634	0,0031	0,1222	0,0290	0,0053	0,0790	0,0600	0,1600
1,30	0,0598	0,0025	0,1143	0,0240	0,0057	0,0810	0,0692	0,1675
1,40	0,0565	0,0019	0,1069	0,0200	0,0060	0,0826	0,0785	0,1740
1,50	0,0530	0,0012	0,1003	0,0168	0,0063	0,0828	0,0876	0,1790

Максимальные пролетные и опорные изгибающие моменты, а также прогибы в характерных точках для упругой стадии работы плит приведены в табл. 3.26—3.29 (автор таблиц А. С. Калманок).

По данным анализа, произведенного А. С. Калманок, табл. 3.26—3.29 дают более точные значения изгибающих моментов, чем табл. 3.24—3.25.

В табл. 3.26—3.29 приняты следующие обозначения:

M_x и M_y — пролетные изгибающие моменты в центре плиты в направлениях l_x и l_y;

$\mathfrak{M}_x$ и $\mathfrak{M}_y$ — опорные изгибающие моменты в направлениях l_x и l_y в середине сторон (l_y и l_x);

$M_{x_{max}}$ и $M_{y_{max}}$ — максимальные пролетные изгибающие моменты в направлениях l_x и l_y;

$\mathfrak{M}_{y_{max}}$ — максимальный опорный изгибающий момент в направлении l_y;

$\mathfrak{M}'_x$ и $\mathfrak{M}''_x$ — опорные изгибающие моменты в направлении l_x посредине двух взаимно противоположных сторон;

Прямоугольные плиты опертые по всему контуру

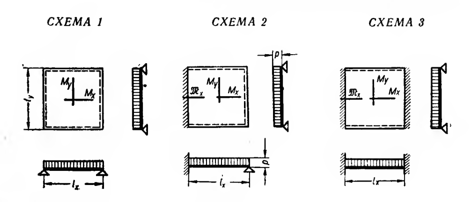


Схема	Прогибы и моменты	l_x/l_y				
		0,50	0,60	0,70	0,80	0,90
		Множители				
		для моментов pl_x^2		для прогибов $\frac{pl_x^4}{D}$		
1	f_0	0,01013	0,00865	0,00726	0,00603	0,00498
	M_x	0,0965	0,0820	0,0683	0,0560	0,0456
	M_y	0,0174	0,0243	0,0298	0,0334	0,0359
2	f_0	0,00488	0,00452	0,00407	0,00366	0,00323
	$\mathfrak{M}_x$	—0,1213	—0,1160	—0,1087	—0,1007	—0,0924
	M_x	0,0584	0,0538	0,0485	0,0428	0,0372
	M_y	0,0060	0,0104	0,0151	0,0188	0,0221
3	f_0	0,00262	0,00253	0,00240	0,00227	0,00212
	$\mathfrak{M}_x$	—0,0847	—0,0838	—0,0816	—0,0782	—0,0745
	M_x	0,0413	0,0401	0,0380	0,0350	0,0319
	M_y	0,0017	0,0042	0,0075	0,0103	0,0135

$M_y^{г}$ — максимальный пролетный изгибающий момент вдоль свободной грани на ее середине;

$\mathfrak{M}_y^{г}$ — максимальный опорный изгибающий момент (в направлении l_y) в углах плиты, где сходятся ее защемленные и свободно висящие стороны;

f_0 — прогиб в центре плиты;

f_{max} — максимальный прогиб плиты;

$f_г$ — прогиб в середине свободной стороны;

$D = \frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)}$ — цилиндрическая жесткость изгиба;

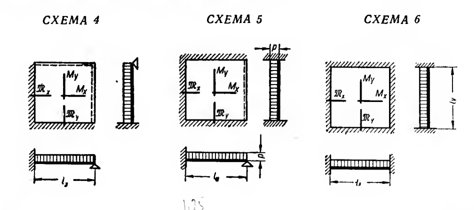
E — модуль упругости (расчетный $E_б$ или нормативный $E_б^н$ бетона);

h — толщина плиты;

μ — коэффициент Пуассона (для расчета железобетонных плит можно принять $\mu = 0$).

Таблица 3.26

и загруженные равномерно распределенной нагрузкой



l_x/l_y					
1,00	1,00/0,90	1,00/0,80	1,00/0,70	1,00/0,60	1,00/0,50
Множители					
для моментов pl_y^2			для прогибов $\frac{pl_y^4}{D}$		
0,00406 0,0368 0,0368	0,00498 0,0359 0,0456	0,00603 0,0334 0,0560	0,00726 0,0298 0,0683	0,00865 0,0243 0,0820	0,01013 0,0174 0,0965
0,00279 —0,0847 0,0318 0,0243	0,00361 —0,0926 0,0330 0,0332	0,00463 —0,1015 0,0325 0,0424	0,00593 —0,1101 0,0310 0,0554	0,00750 —0,1170 0,0268 0,0707	0,00927 —0,1218 0,0204 0,0881
0,00192 —0,0698 0,0286 0,0158	0,00261 —0,0799 0,0306 0,0224	0,00355 —0,0902 0,0318 0,0316	0,00479 —0,1018 0,0319 0,0445	0,00644 —0,1107 0,0292 0,0602	0,00844 —0,1213 0,0234 0,0799

Схема	Прогибы и моменты	l_x/l_y				
		0,50	0,60	0,70	0,80	0,90
		Множители				
		для моментов pl_x^2		для прогибов $\frac{pl_x^4}{D}$		
4	f_0	0,00468	0,00418	0,00360	0,00308	0,00257
	$\mathfrak{M}_x$	—0,1184	—0,1091	—0,0988	—0,0875	—0,0773
	$\mathfrak{M}_y$	—0,0784	—0,0776	—0,0766	—0,0747	—0,0711
	M_x	0,0559	0,0496	0,0426	0,0355	0,0291
	M_y	0,0072	0,0126	0,0174	0,0203	0,0226
5	f_0	0,00450	0,00384	0,00317	0,00258	0,00204
	$\mathfrak{M}_x$	—0,1126	—0,1018	—0,0887	—0,0758	—0,0644
	$\mathfrak{M}_y$	—0,0780	—0,0770	—0,0745	—0,0704	—0,0654
	M_x	0,0535	0,0452	0,0369	0,0290	0,0223
	M_y	0,0098	0,0153	0,0197	0,0225	0,0230
6	f_0	0,00251	0,00234	0,00208	0,00182	0,00154
	$\mathfrak{M}_x$	—0,0818	—0,0782	—0,0723	—0,0652	—0,0580
	$\mathfrak{M}_y$	—0,0559	—0,0562	—0,0561	—0,0551	—0,0532
	M_x	0,0399	0,0366	0,0321	0,0271	0,0222
	M_y	0,0038	0,0076	0,0116	0,0144	0,0165

Прямоугольные плиты, опертые по трем сторонам

СХЕМА 1

СХЕМА 2

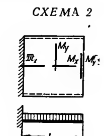


Схема	Прогибы и моменты	l_x/l_y				
		0,30	0,40	0,50	0,60	0,70
		Множители для прогибов $\frac{pl_y^4}{D}$				
1	f_0	0,00149	0,00245	0,00348	0,00449	0,00543
	M_x	0,0082	0,0126	0,0161	0,0184	0,0198
	M_y	0,0131	0,0220	0,0317	0,0413	0,0505
	$f_г$	0,00285	0,00451	0,00615	0,00767	0,00892
	$M_y^г$	0,0256	0,0415	0,0575	0,0724	0,0848
2	f_0	0,00029	0,00072	0,00134	0,00211	0,00297
	M_x	—0,0069	—0,0056	—0,0031	0,0011	0,0053
	M_y	0,0017	0,0056	0,0111	0,0182	0,0261
	$\mathfrak{M}_x$	—0,4308	—0,3687	—0,3091	—0,2513	—0,2066
	$f_г$	0,00076	0,00182	0,00319	0,00475	0,00635
	$M_y^г$	0,0056	0,0153	0,0288	0,0436	0,0594

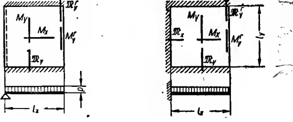
Продолжение табл. 3.26

l_x/l_y					
1,00	1,00/0,90	1,00/0,80	1,00/0,70	1,00/0,60	1,00/0,50
Множители					
для моментов pl_y^2			для прогибов $\frac{pl_y^4}{D}$		
0,00210	0,00257	0,00308	0,00360	0,00418	0,00468
—0,0674	—0,0711	—0,0747	—0,0766	—0,0776	—0,0784
—0,0674	—0,0773	—0,0875	—0,0988	—0,1091	—0,1184
0,0234	0,0226	0,0203	0,0174	0,0126	0,0072
0,0234	0,0291	0,0355	0,0426	0,0496	0,0559
0,00157	0,00183	0,00205	0,00224	0,00242	0,00254
—0,0545	—0,0554	—0,0564	—0,0565	—0,0562	—0,0559
—0,0597	—0,0660	—0,0717	—0,0771	—0,0811	—0,0835
0,0168	0,0151	0,0125	0,0091	0,0059	0,0027
0,0228	0,0267	0,0311	0,0350	0,0384	0,0407
0,00128	0,00154	0,00182	0,00208	0,00234	0,00251
—0,0506	—0,0532	—0,0551	—0,0561	—0,0562	—0,0559
—0,0506	—0,0580	—0,0652	—0,0723	—0,0782	—0,0813
0,0176	0,0165	0,0144	0,0116	0,0076	0,0038
0,0176	0,0222	0,0271	0,0321	0,0366	0,0399

Таблица 3.27

и загруженные равномерно распределенной нагрузкой

СХЕМА 3 СХЕМА 4



l_x/l_y					
0,80	0,90	1,00	1,20	1,50	2,00
Множители					
для опорных моментов pl_x^2			для остальных моментов pl_y^2		
0,00620	0,00711	0,00779	0,00892	0,01016	0,01135
0,0207	0,0202	0,0195	0,0179	0,0142	0,0088
0,0580	0,0669	0,0735	0,0856	0,0971	0,1101
0,00968	0,01084	0,01158	0,01249	0,01316	0,01369
0,0922	0,1037	0,1108	0,1201	0,1264	0,1316
0,00387	0,00474	0,00554	0,00694	0,00862	0,01046
0,0090	0,0120	0,0144	0,0171	0,0164	0,0119
0,0353	0,0436	0,0514	0,0654	0,0825	0,1013
—0,1702	—0,1416	—0,1182	—0,0845	—0,0548	—0,0312
0,00780	0,00904	0,01003	0,01147	0,01280	0,01360
0,0736	0,0858	0,0955	0,1098	0,1229	0,1308

Схема	Прогибы и моменты	l_x/l_y				
		0,30	0,40	0,50	0,60	0,70
		Множители для прогибов $\frac{pl_y^4}{D}$				
3	f_0	0,00093	0,00122	0,00147	0,00167	0,00185
	M_x	0,0077	0,0090	0,0098	0,0104	0,0103
	M_y	0,0117	0,0171	0,0217	0,0251	0,0284
	$\mathfrak{M}_y$	—0,0377	—0,0472	—0,0557	—0,0612	—0,0662
	$f_г$	0,00160	0,00212	0,00243	0,00256	0,00264
	$M_y^г$	0,0230	0,0307	0,0361	0,0403	0,0426
	$\mathfrak{M}_y^г$	—0,0693	—0,0782	—0,0846	—0,0852	—0,0854
4	f_0	0,00026	0,00056	0,00086	0,00114	0,00138
	M_x	—0,0048	—0,0014	0,0015	0,0044	0,0062
	M_y	0,0026	0,0070	0,0118	0,0170	0,0208
	$\mathfrak{M}_x$	—0,3833	—0,2783	—0,2004	—0,1476	—0,1106
	$\mathfrak{M}_y$	—0,0131	—0,0242	—0,0335	—0,0416	—0,0493
	$f_г$	0,00067	0,00129	0,00183	0,00219	0,00248
	$M_y^г$	0,0078	0,0173	0,0268	0,0333	0,0384
	$\mathfrak{M}_y^г$	—0,0333	—0,0545	—0,0709	—0,0798	—0,0837

Прямоугольные плиты, опертые по всему контуру

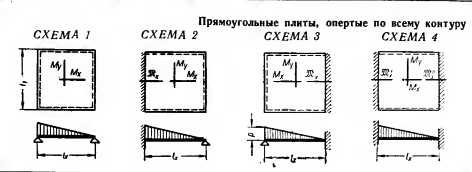


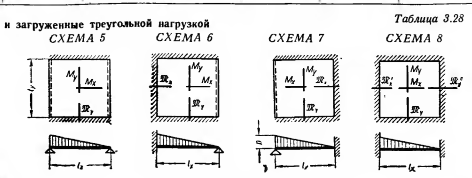
Схема	Прогибы и моменты	l_x/l_y				
		0,50	0,60	0,70	0,80	0,90
		Множители				
		для моментов pl_y^2		для прогибов $\frac{pl_y^4}{D}$		
1	f_{max}	0,00506	0,00432	0,00363	0,00302	0,00249
	f_0	0,00506	0,00432	0,00363	0,00302	0,00249
	M_x	0,0482	0,0411	0,0341	0,0280	0,0228
	$M_{x\,max}$	0,0502	0,0435	0,0369	0,0311	0,0260
	M_y	0,0087	0,0121	0,0149	0,0168	0,0180
	$M_{y\,max}$	0,0117	0,0135	0,0149	0,0168	0,0180
2	f_{max}	0,00220	0,00203	0,00185	0,00167	0,00148
	f_0	0,00220	0,00203	0,00185	0,00167	0,00148
	$\mathfrak{M}_x$	—0,0653	—0,0629	—0,0597	—0,0561	—0,0523
	$M_{x\,max}$	0,0273	0,0255	0,0230	0,0205	0,0179
	M_x	0,0273	0,0255	0,0230	0,0205	0,0179
	$M_{y\,max}$	0,0051	0,0067	0,0085	0,0093	0,0101
	M_y	0,0029	0,0046	0,0067	0,0084	0,0101

Продолжение табл. 3.27

l_x/l_y					
0,80	0,90	1,00	1,20	1,50	2,00
Множители					
для опорных моментов pl_x^2			для остальных моментов pl_y^2		
0,00202	0,00216	0,00227	0,00245	0,00256	0,00259
0,0096	0,0086	0,0073	0,0055	0,0033	0,0011
0,0315	0,0336	0,0351	0,0378	0,0403	0,0415
—0,0707	—0,0744	—0,0771	—0,0805	—0,0828	—0,0833
0,00270	0,00274	0,00277	0,00281	0,00284	0,00286
0,0438	0,0442	0,0445	0,0447	0,0449	0,0450
—0,0853	—0,0850	—0,0848	—0,0846	—0,0845	—0,0845
0,00158	0,00176	0,00193	0,00219	0,00238	0,00249
0,0076	0,0087	0,0084	0,0077	0,0052	0,0025
0,0236	0,0257	0,0275	0,0316	0,0362	0,0402
—0,0865	—0,0691	—0,0559	—0,0387	—0,0248	—0,0139
—0,0561	—0,0616	—0,0664	—0,0734	—0,0793	—0,0830
0,00263	0,00271	0,00276	0,00281	0,00284	0,00286
0,0413	0,0426	0,0435	0,0443	0,0449	0,0450
—0,0848	—0,0850	—0,0851	—0,0848	—0,0846	—0,0845

и загруженные треугольной нагрузкой

Таблица 3.28



l_x/l_y					
1,00	1,00/0,90	1,00/0,80	1,00/0,70	1,00/0,60	1,00/0,50
Множители					
для моментов pl_y^2			для прогибов $\frac{pl_y^4}{D}$		
0,00203	0,00249	0,00306	0,00370	0,00449	0,00541
0,00203	0,00249	0,00306	0,00363	0,00432	0,00506
0,0184	0,0180	0,0168	0,0149	0,0121	0,0087
0,0216	0,0228	0,0232	0,0233	0,0225	0,0208
0,0184	0,0228	0,0280	0,0341	0,0411	0,0502
0,0184	0,0228	0,0280	0,0345	0,0425	0,0514
0,00128	0,00168	0,00217	0,00279	0,00357	0,00446
0,00128	0,00168	0,00217	0,00279	0,00357	0,00446
—0,0495	—0,0549	—0,0612	—0,0689	—0,0764	—0,0840
0,0155	0,0163	0,0171	0,0176	0,0172	0,0169
0,0155	0,0163	0,0169	0,0159	0,0138	0,0109
0,0111	0,0148	0,0197	0,0259	0,0338	0,0423
0,0111	0,0148	0,0197	0,0259	0,0338	0,0423

Схема	Прогибы и моменты	l_x/l_y				
		0,50	0,60	0,70	0,80	0,90
		Множители				
		для моментов pl_x^2		для прогибов $\frac{pl_x^4}{D}$		
3	f_{max}	0,00283	0,00261	0,00234	0,00210	0,00184
	f_0	0,00268	0,00248	0,00222	0,00199	0,00175
	$\mathfrak{M}_x$	—0,0560	—0,0531	—0,0490	—0,0446	—0,0402
	$M_{x\,max}$	0,0384	0,0354	0,0317	0,0281	0,0248
	M_x	0,0311	0,0284	0,0255	0,0223	0,0194
	$M_{y\,max}$	0,0070	0,0081	0,0098	0,0113	0,0126
	M_y	0,0031	0,0058	0,0084	0,0103	0,0119
4	f_{max}	0,00132	0,00126	0,00120	0,00114	0,00106
	f_0	0,00132	0,00126	0,00120	0,00114	0,00106
	$\mathfrak{M}'_x$	—0,0512	—0,0506	—0,0493	—0,0472	—0,0456
	$\mathfrak{M}''_x$	—0,0336	—0,0333	—0,0324	—0,0309	—0,0290
	$M_{x\,max}$	0,0208	0,0201	0,0190	0,0177	0,0163
	M_x	0,0207	0,0200	0,0189	0,0175	0,0160
	$M_{y\,max}$	0,0037	0,0048	0,0060	0,0069	0,0075
	M_y	0,0009	0,0021	0,0038	0,0052	0,0067
5	f_{max}	0,00422	0,00323	0,00239	0,00177	0,00130
	f_0	0,00422	0,00323	0,00239	0,00177	0,00130
	$\mathfrak{M}_{y\,max}$	—0,0611	—0,0560	—0,0522	—0,0475	—0,0424
	$\mathfrak{M}_y$	—0,0607	—0,0553	—0,0509	—0,0451	—0,0399
	$M_{x\,max}$	0,0425	0,0330	0,0254	0,0202	0,0163
	M_x	0,0399	0,0301	0,0222	0,0158	0,0112
	$M_{y\,max}$	0,0117	0,0145	0,0160	0,0159	0,0153
	M_y	0,0117	0,0145	0,0160	0,0159	0,0153
6	f_{max}	0,00203	0,00173	0,00145	0,00119	0,00095
	f_0	0,00203	0,00173	0,00145	0,00119	0,00095
	$\mathfrak{M}_x$	—0,0614	—0,0565	—0,0505	—0,0445	—0,0389
	$\mathfrak{M}_{y\,max}$	—0,0362	—0,0358	—0,0347	—0,0328	—0,0306
	$\mathfrak{M}_y$	—0,0362	—0,0358	—0,0347	—0,0328	—0,0306
	$M_{x\,max}$	0,0251	0,0217	0,0179	0,0142	0,0117
	M_x	0,0251	0,0217	0,0179	0,0142	0,0112
	$M_{y\,max}$	0,0058	0,0068	0,0088	0,0100	0,0106
	M_y	0,0044	0,0068	0,0088	0,0100	0,0106
7	f_{max}	0,00263	0,00221	0,00182	0,00148	0,00117
	f_0	0,00247	0,00210	0,00172	0,00139	0,00109
	$\mathfrak{M}'_x$	—0,0512	—0,0453	—0,0382	—0,0313	—0,0255
	$\mathfrak{M}_{y\,max}$	—0,0464	—0,0458	—0,0447	—0,0419	—0,0385
	$\mathfrak{M}_y$	—0,0419	—0,0411	—0,0399	—0,0375	—0,0346
	$M_{x\,max}$	0,0352	0,0300	0,0252	0,0208	0,0169
	M_x	0,0284	0,0235	0,0190	0,0148	0,0111
	$M_{y\,max}$	0,0065	0,0087	0,0110	0,0126	0,0130
	M_y	0,0054	0,0085	0,0108	0,0122	0,0123
8	f_{max}	0,00125	0,00117	0,00104	0,00091	0,00077
	f_0	0,00125	0,00117	0,00104	0,00091	0,00077
	$\mathfrak{M}'_x$	—0,0494	—0,0474	—0,0444	—0,0408	—0,0370
	$\mathfrak{M}''_x$	—0,0323	—0,0308	—0,0278	—0,0245	—0,0211
	$\mathfrak{M}_{y\,max}$	—0,0294	—0,0297	—0,0298	—0,0291	—0,0286
	$\mathfrak{M}_y$	—0,0280	—0,0281	—0,0280	—0,0275	—0,0266
	$M_{x\,max}$	0,0200	0,0183	0,0161	0,0142	0,0122
	M_x	0,0200	0,0183	0,0161	0,0136	0,0111
	$M_{y\,max}$	0,0050	0,0052	0,0058	0,0072	0,0083
	M_y	0,0019	0,0038	0,0058	0,0072	0,0083

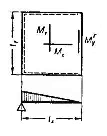
Продолжение табл. 3.28

l_x/l_y					
1,00	1,00/0,90	1,00/0,80	1,00/0,70	1,00/0,60	1,00/0,50
Множители					
для моментов pl_y^2			для прогибов $\frac{pl_y^4}{D}$		
0,00159	0,00206	0,00269	0,00339	0,00423	0,00526
0,00151	0,00194	0,00246	0,00313	0,00393	0,00482
—0,0352	—0,0378	—0,0402	—0,0411	—0,0405	—0,0377
0,0215	0,0228	0,0237	0,0238	0,0231	0,0212
0,0163	0,0166	0,0157	0,0150	0,0130	0,0094
0,0138	0,0183	0,0241	0,0313	0,0401	0,0500
0,0132	0,0174	0,0227	0,0295	0,0369	0,0458
0,00096	0,00130	0,00177	0,00239	0,00322	0,00422
0,00096	0,00130	0,00177	0,00239	0,00322	0,00422
—0,0432	—0,0504	—0,0575	—0,0676	—0,0748	—0,0840
—0,0267	—0,0298	—0,0323	—0,0342	—0,0360	—0,0374
0,0148	0,0164	0,0177	0,0184	0,0175	0,0168
0,0143	0,0153	0,0159	0,0160	0,0146	0,0117
0,0079	0,0112	0,0158	0,0222	0,0301	0,0339
0,0079	0,0112	0,0158	0,0222	0,0301	0,0339
0,00098	0,00112	0,00126	0,00137	0,00150	0,00161
0,00096	0,00106	0,00113	0,00120	0,00126	0,00132
—0,0375	—0,0405	—0,0438	—0,0473	—0,0521	—0,0572
—0,0349	—0,0372	—0,0391	—0,0408	—0,0419	—0,0424
0,0130	0,0131	0,0125	0,0115	0,0099	0,0076
0,0079	0,0067	0,0052	0,0038	0,0021	0,0009
0,0143	0,0163	0,0185	0,0210	0,0231	0,0247
0,0143	0,0160	0,0175	0,0189	0,0200	0,0207
0,00074	0,00087	0,00099	0,00110	0,00123	0,00141
0,00074	0,00087	0,00099	0,00108	0,00116	0,00124
—0,0340	—0,0362	—0,0384	—0,0406	—0,0428	—0,0448
—0,0285	—0,0324	—0,0366	—0,0413	—0,0459	—0,0498
—0,0283	—0,0313	—0,0345	—0,0375	—0,0397	—0,0412
0,0095	0,0096	0,0094	0,0093	0,0092	0,0092
0,0086	0,0079	0,0073	0,0053	0,0034	0,0017
0,0105	0,0126	0,0147	0,0168	0,0197	0,0229
0,0105	0,0126	0,0147	0,0167	0,0189	0,0202
0,00090	0,00107	0,00122	0,00133	0,00141	0,00148
0,00083	0,00095	0,00106	0,00116	0,00125	0,00130
—0,0205	—0,0192	—0,0179	—0,0158	—0,0134	—0,0111
—0,0361	—0,0392	—0,0432	—0,0483	—0,0532	—0,0591
—0,0314	—0,0336	—0,0362	—0,0396	—0,0414	—0,0423
0,0136	0,0137	0,0130	0,0122	0,0119	0,0098
0,0083	0,0070	0,0055	0,0039	0,0024	0,0010
0,0129	0,0153	0,0179	0,0205	0,0229	0,0248
0,0123	0,0141	0,0164	0,0187	0,0195	0,0205
0,00064	0,00077	0,00091	0,00104	0,00188	0,00139
0,00064	0,00077	0,00091	0,00104	0,00117	0,00125
—0,0330	—0,0359	—0,0383	—0,0406	—0,0428	—0,0448
—0,0176	—0,0174	—0,0169	—0,0155	—0,0135	—0,0110
—0,0270	—0,0313	—0,0359	—0,0414	—0,0461	—0,0500
—0,0253	—0,0290	—0,0326	—0,0362	—0,0391	—0,0409
0,0101	0,0104	0,0101	0,0093	0,0092	0,0092
0,0088	0,0083	0,0072	0,0058	0,0038	0,0019
0,0088	0,0111	0,0136	0,0164	0,0196	0,0223
0,0088	0,0111	0,0136	0,0161	0,0183	0,0200

Прямоугольные плиты, опертые по трем сторонам

СХЕМА 1





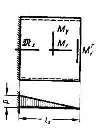


Схема	Прогибы и моменты	l_x/l_y				
		0,30	0,40	0,50	0,60	0,70
		Множители для прогибов $\frac{pl_y^4}{D}$				
1	f_0	0,00051	0,00089	0,00127	0,00165	0,00204
	M_x	0,0045	0,0071	0,0094	0,0111	0,0123
	M_y	0,0045	0,0078	0,0112	0,0149	0,0187
	$f_г$	0,00085	0,00149	0,00202	0,00245	0,00283
	$M_y^г$	0,0086	0,0138	0,0190	0,0234	0,0271
2	f_0	0,00009	0,00021	0,00042	0,00069	0,00098
	M_x	—0,0016	—0,0001	0,0018	0,0038	0,0058
	M_y	0,0005	0,0015	0,0032	0,0057	0,0087
	$\mathfrak{M}_x$	—0,1504	—0,1342	—0,1158	—0,1003	—0,0864
	$f_г$	0,00021	0,00049	0,00087	0,00132	0,00171
	$M_y^г$	0,0015	0,0041	0,0077	0,0122	0,0162
3	f_0	0,00032	0,00044	0,00056	0,00071	0,00081
	M_x	0,0044	0,0067	0,0077	0,0079	0,0078
	M_y	0,0038	0,0059	0,0079	0,0098	0,0115
	$\mathfrak{M}_y$	—0,0138	—0,0186	—0,0227	—0,0262	—0,0294
	$f_г$	0,00052	0,00065	0,00075	0,00080	0,00080
	$M_y^г$	0,0073	0,0099	0,0115	0,0119	0,0118
	$\mathfrak{M}_y^г$	—0,0212	—0,0227	—0,0228	—0,0202	—0,0178
4	f_0	0,00008	0,00016	0,00025	0,00039	0,00054
	M_x	—0,0009	0,0001	0,0015	0,0033	0,0049
	M_y	0,0008	0,0021	0,0036	0,0054	0,0074
	$\mathfrak{M}_x$	—0,1369	—0,1147	—0,0916	—0,0728	—0,0565
	$\mathfrak{M}_y$	—0,0048	—0,0079	—0,0117	—0,0160	—0,0202
	$f_г$	0,00017	0,00030	0,00044	0,0057	0,00060
	$M_y^г$	0,0024	0,0048	0,0068	0,0083	0,0092
	$\mathfrak{M}_y^г$	—0,0083	—0,0131	—0,0158	—0,0166	—0,0164

Таблица 3.29

и загруженные треугольной нагрузкой

СХЕМА 3

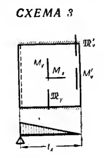
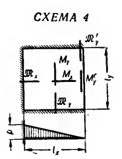


СХЕМА 4



l_x/l_y					
0,80	0,90	1,00	1,20	1,50	2,00
Множители					
для опорных моментов pl_x^2			для остальных моментов pl_y^2		
0,00242	0,00284	0,00311	0,00373	0,00446	0,00534
0,0131	0,0134	0,0133	0,0126	0,0106	0,0070
0,0225	0,0258	0,0290	0,0351	0,0424	0,0510
0,00307	0,00323	0,00336	0,00343	0,00322	0,00281
0,0297	0,0313	0,0327	0,0334	0,0314	0,0275
0,00132	0,00166	0,00200	0,00270	0,00357	0,00472
0,0078	0,0094	0,0108	0,0117	0,0120	0,0092
0,0120	0,0150	0,0181	0,0248	0,0336	0,0449
—0,0746	—0,0655	—0,0574	—0,0451	—0,0330	—0,0212
0,00209	0,00239	0,00261	0,00296	0,00295	0,00273
0,0200	0,0229	0,0251	0,0288	0,0288	0,0267
0,00090	0,00098	0,00105	0,00114	0,00120	0,00124
0,0076	0,0070	0,0063	0,0050	0,0031	0,0009
0,0131	0,0145	0,0158	0,0180	0,0198	0,0208
—0,0322	—0,0344	—0,0365	—0,0393	—0,0414	—0,0425
0,00074	0,00066	0,00057	0,00047	0,00036	0,00023
0,0113	0,0106	0,0096	0,0083	0,0064	0,0042
—0,0155	—0,0132	—0,0113	—0,0092	—0,0070	—0,0046
0,00067	0,00074	0,00081	0,00102	0,00116	0,00123
0,0064	0,0073	0,0073	0,0066	0,0044	0,0020
0,0094	0,0108	0,0118	0,0138	0,0162	0,0188
—0,0453	—0,0390	—0,0345	—0,0260	—0,0182	—0,0112
—0,0241	—0,0272	—0,0301	—0,0347	—0,0382	—0,0412
0,00059	0,00057	0,00053	0,00046	0,00035	0,00023
0,0099	0,0099	0,0095	0,0082	0,0063	0,0041
—0,0156	—0,0138	—0,0119	—0,0100	—0,0074	—0,0046



Таблица 3.30

Прямоугольные плнты, опертые в четырех точках н загруженные равномерно распределенной нагрузкой

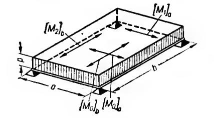
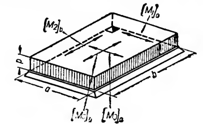


Таблица 3.31

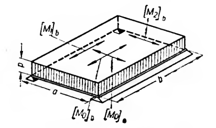
Прямоугольные плнты, опертые по двум сторонам и в точке н загруженные равномерно распределенной нагрузкой



Прогибы и моменты	Табл. 3.30: $\gamma = \frac{a}{b}$						Табл. 3.31: $\gamma = \frac{a}{b}$						Множитель
	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	
W_0	0,0263	0,0218	0,0180	0,0158	0,0148	0,0140	0,0122	0,0100	0,0080	0,0063	0,0048	0,0036	$\frac{pb^4}{D}$
W_1	0,0172	0,0119	0,0079	0,0050	0,0030	0,0016	0,0126	0,0089	0,0059	0,0037	0,0022	0,0011	
W_2	0,0172	0,0164	0,0157	0,0151	0,0146	0,0141	0,0126	0,0117	0,0106	0,0093	0,0078	0,0063	
$[M_2]_b$	0,1606	0,1541	0,1486	0,1435	0,1386	0,1339	0,1198	0,1092	0,0986	0,0870	0,0739	0,0578	pb^2
$[M_1]_a$	0,1606	0,1367	0,1148	0,0955	0,0769	0,0592	0,1198	0,1031	0,0866	0,0706	0,0547	0,0388	
$[M_0]_b$	0,0947	0,1016	0,1078	0,1132	0,1178	0,1214	0,0581	0,0540	0,0490	0,0432	0,0367	0,0294	
$[M_0]_a$	0,0947	0,0698	0,0479	0,0289	0,0131	0,0005	0,0581	0,0500	0,0421	0,0343	0,0270	0,0202	

Таблица 3.32

Прямоугольные плнты, опертые по одной стороне н двум точкам н загруженные равномерно распределнной нагрузкой



Прогибы и моменты	$\gamma = \frac{v}{b}$						Множитель
	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	
W_1	0,10110	0,06250	0,04065	0,02747	0,01939	0,01418	$\frac{pa^4}{D}$
W_2	0,01679	0,01648	0,01617	0,01585	0,01553	0,01522	
W_0	0,06063	0,04185	0,03074	0,02467	0,02088	0,01846	
$[M_1]b$	0,2376	0,2073	0,1844	0,1639	0,1462	0,1314	pa^2
$[M_2]a$	0,1578	0,1552	0,1526	0,1498	0,1470	0,1444	
$[M_0]b$	0,1070	0,0889	0,0729	0,0589	0,0468	0,0364	
$[M_0]a$	0,0977	0,1007	0,1038	0,1069	0,1097	0,1121	

Продолжение 3.32

Прогибы и моменты	$\gamma' = \frac{b}{a}$						Множитель
	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	
W_1	0,01418	0,01027	0,00715	0,00470	0,00291	0,00165	$\frac{pa^4}{D}$
W_2	0,01522	0,01492	0,01462	0,01432	0,01403	0,01386	
W_0	0,01846	0,01684	0,01554	0,01458	0,01398	0,01359	
$[M_1]_b$	0,1314	0,1175	0,1033	0,0891	0,0749	0,0608	pa^2
$[M_2]_a$	0,1444	0,1418	0,1393	0,1368	0,1344	0,1321	
$[M_0]_b$	0,0364	0,0270	0,0178	0,0087	0,0051	0,0009	
$[M_0]_a$	0,1121	0,1145	0,1168	0,1191	0,1215	0,1239	

Значения прогибов и изгибающих моментов для плит, опертых в точках, содержат табл. 3.30—3.32. (Таблицы А. С. Калманок).

Таблицы могут быть использованы при расчете элементов панельных и каркасно-панельных зданий.

Принятые обозначения изгибающих моментов изображены на эскизах в таблицах. Для прогибов приняты следующие обозначения:

W_0 — прогиб в центре плиты;

W_1 — прогиб посредине свободной стороны размером a;

W_2 — прогиб посредине свободной стороны размером b.

Данные для расчета в упругой стадии прямоугольных плит, загруженных треугольной нагрузкой, приведены в табл. 3.33—3.35 (таблицы А. Ф. Смотрова). В таблицах рассмотрены различные случаи опирания.

Боковые и нижняя стороны во всех случаях приняты заделанными, а для верхней стороны предусмотрены различные условия: а) заделка, б) шарнирно-неподвижное опирание, в) свободно висящий край.

В табл. 3.33—3.35 помещены значения коэффициентов α, γ_x, γ_y, η_x, η_y и β для определения прогибов, кривизн, изгибающих моментов и опорных реакций.

Формулы для определения указанных величин имеют вид:

Прогиб

$$z = \alpha \frac{p\lambda^4}{D},$$

Кривизны

$$\frac{1}{\rho_x} = \gamma_x \frac{p\lambda^2}{D},$$

$$\frac{1}{\rho_y} = \gamma_y \frac{p\lambda^2}{D}.$$

Изгибающие моменты

$$M_x = \eta_x p\lambda^2,$$

$$M_y = \eta_y p\lambda^2.$$

Опорные реакции

$$R = \beta p\lambda.$$

Жесткость плиты

$$D = \frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)},$$

где E — модуль упругости материала плиты;

h — толщина плиты;

μ — коэффициент Пуассона материала плиты.

Изгибающие моменты и опорные реакции вычислены при значении коэффициента Пуассона $\mu = \frac{1}{6}$.

Для прямоугольных плит в указанных выше формулах величина λ равна $^1/_6$ бо́льшего пролета плиты. Таким образом:

при $l_x > l_y$

$$\lambda = \lambda_x = \frac{l_x}{6}:$$

$$\text{при } l_x < l_y$$
$$\lambda = \lambda_y = \frac{l_y}{6}.$$

Вычисленные по табл. 3.33—3.35 изгибающие моменты и опорные реакции относятся к единице ширины плиты.

Таким образом, если нагрузка принята в *т/м²*, а размеры плиты в *м*, то изгибающие моменты будут иметь размерность *тм/м*, а опорные реакции будут выражены в *т/м*.

Табл. 3.33—3.35 могут применяться также для расчета плит на равномерную и трапецоидальную нагрузки.

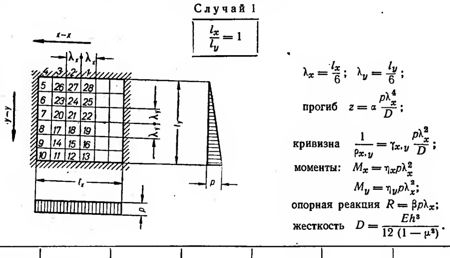
В этих случаях равномерная или трапецоидальная нагрузка расчленяется на две треугольные. При пользовании табл. 3.33—3.35 трапецоидальная нагрузка расчленяется на равномерную и треугольную (в зависимости от характера трапецоидальной эпюры треугольная эпюра и вызванные ею усилия могут приниматься со знаком плюс или минус).

Таблица 3.33

Прямоугольные плиты, защемленные по всему контуру и загруженные треугольной нагрузкой

Случай 1

$$\frac{l_x}{l_y} = 1$$



$\lambda_x = \frac{l_x}{6}$; $\lambda_y = \frac{l_y}{6}$;

прогиб $z = \alpha \frac{p\lambda_x^4}{D}$;

кривизна $\frac{1}{\rho_{x,y}} = \gamma_{x,y} \frac{p\lambda_x^2}{D}$;

моменты: $M_x = \eta_x p\lambda_x^2$

$M_y = \eta_y p\lambda_x^2$;

опорная реакция $R = \beta p\lambda_x$;

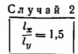
жесткость $D = \frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)}$.

Точка	α	γ_x	γ_y	η_x	η_y	β
1	0	0	0,5992	—0,0999	—0,5992	0,578
2	0	0	0,4949	—0,0825	—0,4949	0,468
3	0	0	0,2302	—0,0384	—0,2302	0,157
4	0	0	0	0	0	0
5	0	0,2302	0	—0,2302	—0,0384	0,240
6	0	0,5729	0	—0,5729	—0,0955	0,766
7	0	0,8051	0	—0,8051	—0,1342	1,158
8	0	0,7835	0	—0,7835	—0,1306	1,271
9	0	0,4485	0	—0,4485	—0,0747	0,940
10	0	0	0	0	0	0
11	0	0	0,4485	—0,0747	—0,4485	1,023
12	0	0	0,8615	—0,1436	—0,8615	1,569
13	0	0	1,0110	—0,1685	—1,0110	1,737
14	0,22426	—0,0178	—0,0567	—0,0272	0,0597	—
15	0,43076	—0,1318	—0,0756	—0,1443	0,0975	—

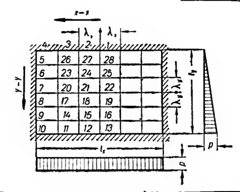
Продолжение табл. 3.33

Точка	α	γ_x	γ_y	η_x	η_y	β
16	0,50550	—0,1495	—0,0764	0,1622	0,1014	—
17	0,39177	0,0024	—0,1567	0,0237	0,1563	—
18	0,78596	—0,2456	—0,3116	0,2975	0,3526	—
19	0,93455	—0,2972	—0,3693	0,3587	0,4188	—
20	0,40256	0,0244	—0,1269	—0,0033	0,1228	—
21	0,82953	—0,2622	—0,2718	0,3075	0,3155	—
22	0,99428	—0,3295	—0,3295	0,3844	0,3844	—
23	0,28643	0,0285	—0,0552	—0,0193	0,0504	—
24	0,60132	—0,1917	—0,1257	0,2127	0,1576	—
25	0,72451	—0,2464	—0,1551	0,2722	0,1962	—
26	0,11513	0,0172	0,0562	—0,0265	—0,0590	—
27	0,24744	—0,0801	0,1064	0,0624	—0,0931	—
28	0,29961	—0,1043	0,1253	0,0835	—0,1079	—

Случай 2



$$\frac{l_x}{l_y} = 1,5$$



$\lambda_x = \frac{l_x}{6}$; $\lambda_y = \frac{l_y}{6}$;

прогиб $z = \alpha \frac{p\lambda_x^4}{D}$;

кривизна $\frac{1}{\rho_{x,y}} = \lambda_{x,y} \frac{p\lambda_x^2}{D}$;

моменты: $M_x = \eta_x p\lambda_x^2$;

$M_y = \eta_y p\lambda_x^2$;

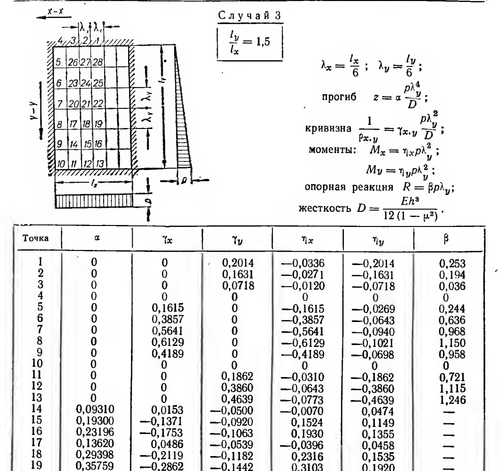
опорная реакция $R = \beta p\lambda_x$;

жесткость $D = \frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)}$.

Точка	α	γ_x	γ_y	η_x	η_y	β
1	0	0	0,4582	—0,0764	—0,4582	0,564
2	0	0	0,3992	—0,0665	—0,3992	0,497
3	0	0	0,2183	—0,0364	—0,2183	0,258
4	0	0	0	0	0	0
5	0	0,0970	0	—0,0970	—0,0161	0,134
6	0	0,2423	0	—0,2423	—0,0404	0,493
7	0	0,3326	0	—0,3326	—0,0554	0,749
8	0	0,3069	0	—0,3069	—0,0511	0,816
9	0	0,1610	0	—0,1610	—0,0268	0,622
10	0	0	0	0	0	0
11	0	0	0,3622	—0,0604	—0,3622	0,944
12	0	0	0,5994	—0,0999	—0,5994	1,289
13	0	0	0,6700	—0,1117	—0,6700	1,372
14	0,08048	—0,0279	—0,0170	0,0306	0,0216	—
15	0,13320	—0,0370	—0,0006	0,0371	0,0067	—
16	0,14889	—0,0314	0,0089	0,0299	—0,0036	—
17	0,15343	—0,0407	—0,1351	0,0632	0,1419	—
18	0,26615	—0,0771	—0,2306	0,1156	0,2435	—
19	0,30173	—0,0712	—0,2601	0,1145	0,2719	—

Продолжение табл. 3.33

Точка	α	γ_x	γ_y	η_x	η_y	β
20	0,16631	—0,0360	—0,1306	0,0578	0,1366	—
21	0,29660	—0,0879	—0,2419	0,1282	0,2566	—
22	0,33898	—0,0848	—0,2798	0,1314	0,2939	—
23	0,12113	—0,0227	—0,0618	0,0330	0,0655	—
24	0,21950	—0,0660	—0,1208	0,0861	0,1318	—
25	0,25189	—0,0648	—0,1417	0,0884	0,1525	—
26	0,04850	0,0083	0,0543	—0,0007	—0,0530	—
27	0,08871	0,0271	0,0947	0,0113	—0,0902	—
28	0,10183	0,0262	0,1085	0,0081	—0,1042	—



Случай 3

$$\frac{l_y}{l_x} = 1,5$$

$\lambda_x = \frac{l_x}{6}$; $\lambda_y = \frac{l_y}{6}$;

прогиб $z = \alpha \frac{p\lambda_y^4}{D}$;

кривизна $\frac{1}{\rho_{x,y}} = \gamma_{x,y} \frac{p\lambda_y^2}{D}$;

моменты: $M_x = \eta_x p\lambda_y^2$;

$M_y = \eta_y p\lambda_y^2$;

опорная реакция $R = \beta p\lambda_y$;

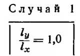
жесткость $D = \frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)}$.

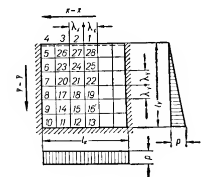
Точка	α	γ_x	γ_y	η_x	η_y	β
1	0	0	0,2014	—0,0336	—0,2014	0,253
2	0	0	0,1631	—0,0271	—0,1631	0,194
3	0	0	0,0718	—0,0120	—0,0718	0,036
4	0	0	0	0	0	0
5	0	0,1615	0	—0,1615	—0,0269	0,244
6	0	0,3857	0	—0,3857	—0,0643	0,636
7	0	0,5641	0	—0,5641	—0,0940	0,968
8	0	0,6129	0	—0,6129	—0,1021	1,150
9	0	0,4189	0	—0,4189	—0,0698	0,958
10	0	0	0	0	0	0
11	0	0	0,1862	—0,0310	—0,1862	0,721
12	0	0	0,3860	—0,0643	—0,3860	1,115
13	0	0	0,4639	—0,0773	—0,4639	1,246
14	0,09310	0,0153	—0,0500	—0,0070	0,0474	—
15	0,19300	—0,1371	—0,0920	0,1524	0,1149	—
16	0,23196	—0,1753	—0,1063	0,1930	0,1355	—
17	0,13620	0,0486	—0,0539	—0,0396	0,0458	—
18	0,29398	—0,2119	—0,1182	0,2316	0,1535	—
19	0,35759	—0,2862	—0,1442	0,3103	0,1920	—
20	0,12536	0,0587	—0,0288	—0,0539	0,0190	—
21	0,27681	—0,2009	—0,0680	0,2122	0,1014	—
22	0,33898	—0,2798	—0,0848	0,2939	0,1314	—
23	0,08571	0,0456	—0,0102	—0,0439	0,0026	—
24	0,19167	—0,1396	—0,0250	0,1437	0,0482	—
25	0,23560	—0,1977	—0,0316	0,2029	0,0645	—
26	0,03589	0,0220	0,0139	—0,0243	—0,0176	—
27	0,08157	—0,0598	0,0285	—0,0551	—0,0186	—
28	0,10065	—0,0859	0,0343	—0,0802	—0,0200	—

Таблица 3.34

Прямоугольные плиты, защемленные по трем сторонам и шарнирно опертые по верхнему краю, загруженные треугольной нагрузкой

Случай 1





$$\lambda_x = \frac{l_x}{6}; \quad \lambda_y = \frac{l_y}{6};$$

прогиб $z = \alpha \frac{p\lambda_x^4}{D}$;

кривизна $\frac{1}{\rho_{x,y}} = \gamma_{x,y} \frac{p\lambda_x^2}{D}$;

моменты: $M_x = \eta_x p\lambda_x^2$;

$M_y = \eta_y p\lambda_x^2$;

опорная реакция $R = \beta p\lambda_x$;

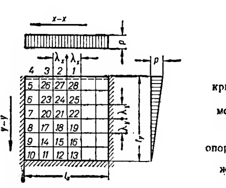
жесткость $D = \frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)}$.

Точка	α	γ_x	γ_y	η_x	η_y	β
1	0	0	0	0	0	0,444
2	0	0	0	0	0	0,337
3	0	0	0	0	0	—0,021
4	0	0	0	0	0	0
5	0	0,3998	0	—0,3998	—0,0666	0,488
6	0	0,7295	0	—0,7295	—0,1216	0,925
7	0	0,9049	0	—0,9049	—0,1508	1,237
8	0	0,8315	0	—0,8315	—0,1385	1,299
9	0	0,4617	0	—0,4617	—0,0770	0,937
10	0	0	0	0	0	0
11	0	0	0,4617	—0,0770	—0,4617	1,020
12	0	0	0,8981	—0,1497	—0,8981	1,589
13	0	0	1,0583	—0,1764	—0,0583	1,767
14	0,23087	—0,0127	—0,0460	0,0203	0,0481	—
15	0,44906	—0,1381	—0,0527	0,1469	0,0757	—
16	0,52915	—0,1602	—0,0485	0,1683	0,0752	—
17	0,41575	0,0139	—0,1482	0,0107	0,1458	—
18	0,84545	—0,2654	—0,2950	0,3145	0,3392	—
19	1,00976	—0,3286	—0,3498	0,3869	0,4045	—
20	0,45245	0,0420	—0,1244	—0,0212	0,1174	—
21	0,94686	—0,3007	—0,2709	0,3453	0,3210	—
22	1,14061	—0,3875	—0,3299	0,4425	0,3944	—
23	0,36473	0,0479	—0,0771	—0,0351	0,0691	—
24	0,77740	—0,2485	—0,1775	0,2780	0,2189	—
25	0,94160	—0,3284	—0,2196	0,3650	0,2743	—
26	0,19991	0,0307	—0,0351	—0,0248	0,0300	—
27	0,43048	—0,1380	—0,0836	0,1520	0,1066	—
28	0,52302	—0,1851	—0,1044	0,2025	0,1353	—

Продолжение табл. 3.34

Случай 2

$\frac{l_x}{l_y} = 1$



$\lambda_x = \frac{l_x}{6}$; $\lambda_y = \frac{l_y}{6}$;

прогиб $z = \alpha \frac{p\lambda_x^4}{D}$;

кривизна $\frac{1}{\rho_{x,y}} = \gamma_{x,y} \frac{p\lambda_x^2}{D}$;

моменты: $M_x = \eta_x p\lambda_x^2$;

$M_y = \eta_y p\lambda_x^2$;

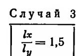
опорная реакция $R = \beta p\lambda_x$;

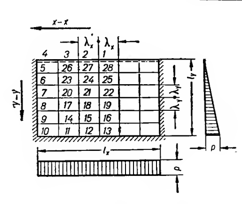
жесткость $D = \frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)}$.

Точка	α	γ_x	γ_y	η_x	η_y	β
1	0	0	0	0	0	1,495
2	0	0	0	0	0	1,333
3	0	0	0	0	0	0,721
4	0	0	0	0	0	0
5	0	0,7502	0	—0,7502	—0,1250	1,388
6	0	1,0593	0	—1,0593	—0,1765	1,553
7	0	0,9798	0	—0,9798	—0,1633	1,298
8	0	0,6566	0	—0,6566	—0,1094	0,814
9	0	0,2533	0	—0,2533	—0,0422	0,236
10	0	0	0	0	0	0
11	0	0	0,2533	—0,0422	—0,2533	0,152
12	0	0	0,5585	—0,0931	—0,5585	0,503
13	0	0	0,6815	—0,1136	—0,6815	0,631
14	0,12666	0,0259	0,0750	—0,0384	—0,0793	—
15	0,27927	—0,0911	0,1463	0,0667	—0,1311	—
16	0,34075	—0,1230	0,1738	0,0940	—0,1533	—
17	0,32827	0,0483	—0,0400	—0,0417	0,0319	—
18	0,70487	—0,2262	—0,0966	0,2423	0,1343	—
19	0,85528	—0,3008	—0,1122	—0,3210	0,1713	—
20	0,48992	0,0540	—0,1219	—0,0337	0,1129	—
21	1,03888	—0,3292	—0,2700	0,3742	0,3249	—
22	1,24863	—0,4295	—0,3305	0,4846	0,4020	—
23	0,52963	0,0336	—0,1942	—0,0012	0,1886	—
24	1,09288	—0,3446	—0,4018	0,4115	0,4592	—
25	1,31151	—0,4373	—0,4820	0,5177	0,5549	—
26	0,37512	—0,0002	—0,2206	0,0370	0,2206	—
27	0,75000	—0,2325	—0,4071	0,3004	0,4459	—
28	0,89237	—0,2847	—0,4732	0,3635	0,5207	—

Продолжение табл. 3,34

Случай 3





$\lambda_x = \frac{l_x}{6}$; $\lambda_y = \frac{l_y}{6}$;

прогиб $z = \alpha \frac{p\lambda_x^4}{D}$;

кривизна $\frac{1}{\rho_{x,y}} = \gamma_{x,y} \frac{p\lambda_x^2}{D}$;

моменты: $M_x = \eta_x p\lambda_x^2$;

$M_y = \eta_y p\lambda_x^2$;

опорная реакция $R = \beta p\lambda_x$;

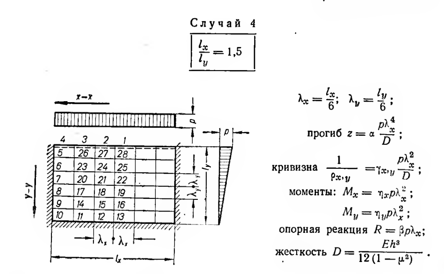
жесткость $D = \frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)}$.

Точка	α	γ_x	γ_y	η_x	η_y	β
1'	0	0	0	0	0	0,411
2	0	0	0	0	0	0,354
3	0	0	0	0	0	0,109
4	0	0	0	0	0	0
5	0	0,2104	0	—0,2104	—0,0351	0,360
6	0	0,3691	0	—0,3691	—0,0615	0,664
7	0	0,4291	0	—0,4291	—0,0715	0,852
8	0	0,3605	0	—0,3605	—0,0600	0,856
9	0	0,1777	0	—0,1777	—0,0296	0,613
10	0	0	0	0	0	0
11	0	0	0,3999	—0,0666	—0,3999	0,961
12	0	0	0,6902	—0,1151	—0,6902	1,368
13	0	0	0,7828	—0,1305	—0,7828	1,475
14	0,08886	—0,0243	0,0057	0,0233	—0,0017	—
15	0,15337	—0,0439	0,0445	0,0365	—0,0372	—
16	0,17397	—0,0412	0,0627	0,0307	—0,0559	—
17	0,18027	—0,0340	—0,1285	0,0554	0,1342	—
18	0,32652	—0,0969	—0,2225	0,1340	0,2387	—
19	0,37582	—0,0986	—0,2521	0,1406	0,2686	—
20	0,21455	—0,0283	—0,1447	0,0524	0,1494	—
21	0,40077	—0,1214	—0,2776	0,1677	0,2978	—
22	0,46560	—0,1297	—0,3249	0,1838	0,3465	—
23	0,18453	—0,0174	—0,1109	0,0359	0,1138	—
24	0,35164	—0,1078	—0,2244	0,1451	0,2423	—
25	0,41100	—0,1187	—0,2667	0,1632	0,2865	—
26	0,10523	—0,0076	—0,0583	0,0174	0,0596	—
27	0,20280	—0,0625	—0,1214	0,0828	0,1318	—
28	0,23785	—0,0701	—0,1456	0,0944	0,1572	—

Продолжение табл. 3.34

Случай 4

$$\frac{l_x}{l_y} = 1{,}5$$



$\lambda_x = \frac{l_x}{6}$; $\lambda_y = \frac{l_y}{6}$;

прогиб $z = \alpha \frac{p\lambda_x^4}{D}$;

кривизна $\frac{1}{\rho_{x,y}} = \gamma_{x,y} \frac{p\lambda_x^2}{D}$;

моменты: $M_x = \eta_x p\lambda_x^2$;

$M_y = \eta_y p\lambda_x^2$;

опорная реакция $R = \beta p\lambda_x$;

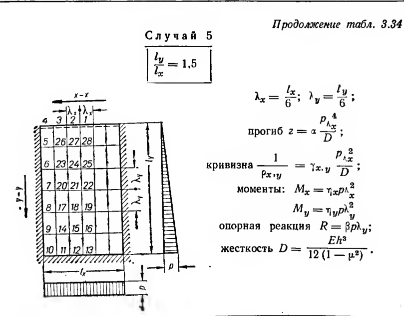
жесткость $D = \frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)}$.

Точка	α	γ_x	γ_y	η_x	η_y	β
1	0	0	0	0	0	1,145
2	0	0	0	0	0	1,070
3	0	0	0	0	0	0,711
4	0	0	0	0	0	0
5	0	0,3370	0	—0,3370	—0,0562	0,979
6	0	0,5017	0	—0,5017	—0,0836	1,081
7	0	0,4800	0	—0,4800	—0,0800	0,907
8	0	0,3240	0	—0,3240	—0,0540	0,555
9	0	0,1225	0	—0,1225	—0,0204	0,120
10	0	0	0	0	0	0
11	0	0	0,2756	—0,0460	—0,2756	0,285
12	0	0	0,5360	—0,0893	—0,5360	0.616
13	0	0	0,6277	—0,1046	—0,6277	0,718
14	0,06125	—0,0034	0,0889	—0,0114	—0,0883	—
15	0,11911	—0,0375	0,1627	0,0104	—0,1564	—
16	0,13949	—0,0408	0,1894	0,0092	—0,1826	—
17	0,16200	—0,0135	—0,0512	0,0220	0,0534	—
18	0,31052	—0,0959	—0,1085	0,1139	0,1245	—
19	0,36317	—0,1053	—0,1300	0,1270	0,1476	—
20	0,23999	—0,0263	—0,1511	0,0515	0,1554	—
21	0,45371	—0,1383	—0,2957	0,1876	0,3187	—
22	0,52906	—0,1507	—0,3481	0,2087	0,3732	—
23	0,25085	—0,0362	—0,2097	0,0712	0,2157	—
24	0,46548	—0,1399	—0,3869	0,2044	0,4102	—
25	0,54023	—0,1495	—0,4482	0,2242	0,4731	—
26	0,16850	—0,0317	—0,1939	0,0640	0,1991	—
27	0,30532	—0,0899	—0,3266	0,1443	0,3416	—
28	0,35222	—0,0938	—0,3695	0,1554	0,3851	—

Продолжение табл. 3.34

Случай 5

$$\frac{l_y}{l_x} = 1{,}5$$



$$\lambda_x = \frac{l_x}{6}; \quad \lambda_y = \frac{l_y}{6};$$

$$\text{прогиб } z = \alpha \frac{p\lambda_x^4}{D};$$

$$\text{кривизна } \frac{1}{\rho_{x,y}} = \gamma_{x,y} \frac{p\lambda_x^2}{D};$$

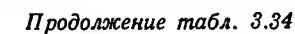
$$\text{моменты: } M_x = \eta_x p\lambda_x^2$$

$$M_y = \eta_y p\lambda_y^2$$

$$\text{опорная реакция } R = \beta p\lambda_y;$$

$$\text{жесткость } D = \frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)}.$$

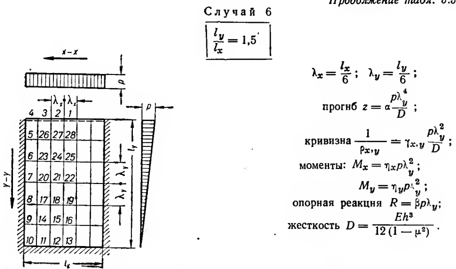
Точка	α	γ_x	γ_y	η_x	η_y	β
1	0	0	0	0	0	0,220
2	0	0	0	0	0	0,154
3	0	0	0	0	0	—0,049
4	0	0	0	0	0	0
5	0	0,2167	0	—0,2167	—0,0361	0,342
6	0	0,4203	0	—0,4203	—0,0700	0,679
7	0	0,5787	0	—0,5787	—0,0964	0,981
8	0	0,6174	0	—0,6174	—0,1029	1,152
9	0	0,4197	0	—0,4197	—0,0700	0,958
10	0	0	0	0	0	0
11	0	0	—0,1865	—0,0311	—0,1865	0,720
12	0	0	0,3872	—0,0645	—0,3872	1,115
13	0	0	0,4655	—0,0776	—0,4655	1,246
14	0,09327	0,0158	—0,0493	—0,0076	0,0467	—
15	0,19358	—0,1376	—0,0904	0,1526	0,1133	—
16	0,23275	—0,1763	—0,1043	0,1937	0,1337	—
17	0,13721	0,0502	—0,0526	—0,0415	0,0442	—
18	0,29674	—0,2140	—0,1150	0,2331	0,1506	—
19	0,36117	—0,2899	—0,1403	0,3133	0,1886	—
20	0,12859	0,0625	—0,0266	—0,0580	0,0162	—
21	0,28495	—0,2070	—0,0633	0,2175	0,0978	—
22	0,34932	—0,2897	—0,0792	0,3029	0,1274	—
23	0,09340	0,0518	—0,0100	—0,0504	0,0014	—
24	0,20984	—0,1530	—0,0258	0,1572	0,0513	—
25	0,25830	—0,2181	—0,0329	0,2235	0,0693	—
26	0,04815	0,0284	—0,0291	—0,0279	0,0018	—
27	0,10892	0,0795	—0,0080	0,0808	0,0213	—
28	0,13436	—0,1144	—0,0104	0,1162	0,0295	—



Продолжение табл. 3.34

Случай 6

$\frac{l_y}{l_x} = 1{,}5$



$\lambda_x = \frac{l_x}{6}$; $\lambda_y = \frac{l_y}{6}$;

прогиб $z = \alpha \frac{p\lambda_y^4}{D}$;

кривизна $\frac{1}{\rho_{x,y}} = \gamma_{x,y} \frac{p\lambda_y^2}{D}$;

моменты: $M_x = \eta_x p\lambda_y^2$;

$M_y = \eta_y p\lambda_y^2$;

опорная реакция $R = \beta p\lambda_y$;

жесткость $D = \frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)}$.

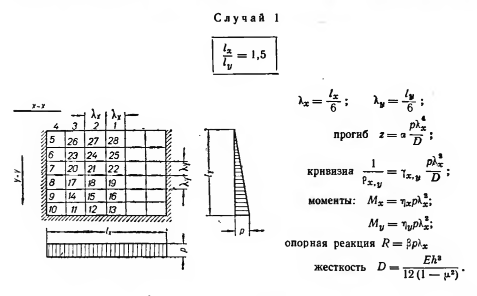
Точка	α	γ_x	γ_y	η_x	η_y	β
1	0	0	0	0	0	1,154
2	0	0	0	0	0	1,015
3	0	0	0	0	0	0,537
4	0	0	0	0	0	0
5	0	0,5509	0	—0,5509	—0,0918	1,196
6	0	0,6951	0	—0,6951	—0,1158	1,251
7	0	0,5985	0	—0,5985	—0,0997	0,998
8	0	0,3964	0	—0,3964	—0,0661	0,642
9	0	0,1634	0	—0,1634	—0,0272	0,242
10	0	0	0	0	0	0
11	0	0	0,0726	—0,0121	—0,0276	0,034
12	0	0	0,1659	—0,0276	—0,1659	0,194
13	0	0	0,2050	—0,0342	—0,2050	0,254
14	0,03630	0,0232	0,0155	—0,0258	—0,0193	—
15	0,08294	—0,0609	0,0323	0,0555	—0,0221	—
16	0,10252	—0,0881	0,0390	0,0816	—0,0243	—
17	0,08809	0,0495	—0,0069	—0,0484	—0,0014	—
18	0,19819	—0,1445	—0,0174	0,1474	0,0415	—
19	0,24405	—0,2064	—0,0222	0,2101	0,0566	—
20	0,13301	0,0675	—0,0235	—0,0636	0,0122	—
21	0,29603	—0,2152	—0,0569	0,2247	0,0928	—
22	0,36338	—0,3031	—0,0715	0,3150	0,1221	—
23	0,15446	0,0630	—0,0535	—0,0541	0,0430	—
24	0,33692	—0,2435	—0,1201	0,2635	0,1607	—
25	0,41116	—0,3341	—0,1476	0,3587	0,2032	—
26	0,12243	0,0290	—0,0904	—0,0139	0,0856	—
27	0,25773	—0,1837	—0,1785	0,2135	0,2092	—
28	0,31139	—0,2415	—0,2116	0,2767	0,2519	—

Таблица 3.35

Прямоугольные плиты, защемленные по трем сторонам со свободным верхним краем, загруженные треугольной нагрузкой

Случай 1

$$\frac{l_x}{l_y} = 1,5$$



$\lambda_x = \frac{l_x}{6}$; $\lambda_y = \frac{l_y}{6}$;

прогиб $z = \alpha \frac{p\lambda_x^4}{D}$;

кривизна $\frac{1}{\rho_{x,y}} = \gamma_{x,y} \frac{p\lambda_x^2}{D}$;

моменты: $M_x = \eta_x p \lambda_x^2$;

$M_y = \eta_y p \lambda_x^2$;

опорная реакция $R = \beta p \lambda_x$

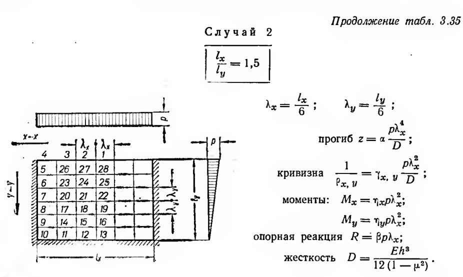
жесткость $D = \frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)}$.

Точка	α	γ_x	γ_y	η_x	η_y	β
1	0,89308	—0,3414	0,0569	0,3319	0	0
2	0,72236	—0,2376	0,0396	0,2310	0	0
3	0,31401	0,0943	—0,0157	—0,0917	0	0
4	0	0,6280	0	—0,6280	—0,1047	0,515
5	0	0,6335	0	—0,6335	—0,1056	0,663
6	0	0,6262	0	—0,6262	—0,1044	0,811
7	0	0,5664	0	— 0,5664	—0,0944	0,903
8	0	0,4184	0	—0,4184	—0,0697	0,851
9	0	0,1907	0	—0,1907	—0,1318	0,581
10	0	0	0	0	0	0
11	0	0	0,4291	—0,0715	—0,4291	0,937
12	0	0	0,7912	—0,1318	—0,7912	1,408
13	0	0	0,9185	—0,1531	—0,9185	1,547
14	0,09535	—0,0149	0,0416	0,0079	—0,0391	—
15	0,17583	—0,0522	0,1273	0,0310	—0,1185	—
16	0,20412	—0,0566	0,1659	0,0289	—0,1565	—
17	0,20918	—0,0102	—0,0896	0,0251	0,0913	—
18	0,40820	—0,1252	—0,1393	0,1484	0,1602	—
19	0,48199	—0,1476	—0,1514	0,1728	0,1760	—
20	0,28319	0,0123	—0,0992	0,0043	0,0972	—
21	0,57865	—0,1815	—0,1844	0,2122	0,2146	—
22	0,69258	—0,2279	—0,2135	0,2635	0,2515	—
23	0,31310	0,0410	—0,0591	—0,0311	0,0522	—
24	0,66716	—0,2129	—0,1224	0,2333	0,1579	—
25	0,80829	—0,2823	—0,1468	0,3067	0,1938	—
26	0,31676	—0,0677	—0,0144	0,0653	0,0031	—
27	0,70125	—0,2270	—0,0292	0,2318	0,0670	—
28	0,85875	—0,3150	—0,0363	0,3211	0,0888	—

Продолжение табл. 3.35

Случай 2

$\frac{l_x}{l_y} = 1,5$



$\lambda_x = \frac{l_x}{6}$; $\lambda_y = \frac{l_y}{6}$;

прогиб $z = \alpha \frac{p\lambda_x^4}{D}$;

кривизна $\frac{1}{\rho_{x,\,y}} = \gamma_{x,\,y} \frac{p\lambda_x^2}{D}$;

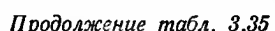
моменты: $M_x = \eta_x p\lambda_x^2$;

$M_y = \eta_y p\lambda_x^2$;

опорная реакция $R = \beta p\lambda_x$;

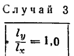
жесткость $D = \frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)}$.

Точка	α	γ_x	γ_y	η_x	η_y	β
1	2,80109	—0,9929	0,1655	0,9654	0	0
2	2,30462	—0,7360	0,1226	0,7155	0	0
3	1,07218	0,1602	—0,0267	—0,1558	0	0
4	0	2,1444	0	—2,1444	—0,3574	3,857
5	0	1,7535	0	—1,7535	—0,2922	2,046
6	0	1,3487	0	—1,3487	—0,2247	1,582
7	0	0,9266	0	—0,9266	—0,1544	1,079
8	0	0,5105	0	—0,5505	—0,0851	0,540
9	0	0,1643	0	—0,1643	—0,0274	0,017
10	0	0	0	0	0	0
11	0	0	0,3695	—0,0616	—0,3695	0,209
12	0	0	0,8542	—0,1423	—0,8542	0,739
13	0	0	1,0525	—0,1754	—1,0525	0,939
14	0,08211	0,0256	0,2048	—0,0597	—0,2091	—
15	0,18983	—0,0636	0,4251	—0,0072	—0,4145	—
16	0,23389	—0,0881	0,5147	0,0023	—0,5000	—
17	0,25526	0,0581	0,0785	—0,0712	—0,0882	—
18	0,56859	—0,1854	0,1577	0,1591	—0,1268	—
19	0,69654	—0,2559	0,1883	0,2245	—0,1456	—
20	0,46330	0,0909	0,0067	—0,0920	—0,0219	—
21	1,01747	—0,3288	0,0046	0,3280	0,0502	—
22	1,24288	—0,4508	0,0023	0,4505	0,0728	—
23	0,67433	0,1197	—0,0194	—0,1165	—0,0005	—
24	1,46840	—0,4722	—0,0582	0,4819	0,1369	—
25	1,79024	—0,6437	—0,0754	0,6562	0,1827	—
26	0,87674	0,1400	—0,0157	—0,1337	—0,0077	—
27	1,89347	—0,6061	—0,0313	0,6113	0,1323	—
28	2,30409	—0,8212	—0,0379	0,8276	0,1748	—

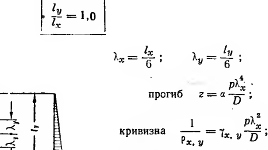


Продолжение табл. 3.35

Случай 3



$$\frac{l_y}{l_x} = 1{,}0$$



$$\lambda_x = \frac{l_x}{6}; \qquad \lambda_y = \frac{l_y}{6};$$

прогиб $z = \alpha \frac{p\lambda_x^4}{D}$;

кривизна $\frac{1}{\rho_{x,\,y}} = \gamma_{x,\,y} \frac{p\lambda_x^2}{D}$;

моменты: $M_x = \eta_x p\lambda_x^2$;

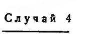
$M_y = \eta_y p\lambda_x^2$;

опорная реакция $R = \beta p\lambda_x$;

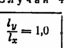
жесткость $D = \frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)}$.

Точка	α	γ_x	γ_y	η_x	η_y	β
1	0,83852	—0,3528	0,0588	0,3430	0	0
2	0,66213	—0,2226	0,0371	0,2164	0	0
3	0,26317	0,1358	—0,0226	—0,1320	0	0
4	0	0,5263	0	—0,5263	—0,0877	0,269
5	0	0,7036	0	—0,7036	—0,1173	0,677
6	0	0,8787	0	—0,8787	—0,1464	0,993
7	0	0,9670	0	—0,9670	—0,1612	1,251
8	0	0,8511	0	—0,8511	—0,1418	1,294
9	0	0,4643	0	—0,4643	—0,0774	0,928
10	0	0	0	0	0	0
11	0	0	0,4643	—0,0774	—0,4643	1,011
12	0	0	0,9117	—0,1519	—0,9117	1,587
13	0	0	1,0778	—0,1796	—1,0778	1,769
14	0,23215	—0,0085	—0,0388	0,0149	0,0402	—
15	0,45583	—0,1406	—0,0346	0,1464	0,0580	—
16	0,53890	—0,1661	—0,0255	0,1704	0,0532	—
17	0,42554	0,0260	—0,1354	—0,0034	0,1311	—
18	0,87705	—0,2763	—0,2638	0,3203	0,3098	—
19	1,05226	—0,3504	—0,3104	0,4022	0,3688	—
20	0,48350	0,0675	—0,1021	—0,0505	0,0909	—
21	1,03451	—0,3303	—0,2178	0,3666	0,2729	—
22	1,25520	—0,4414	—0,2635	0,4853	0,3371	—
23	0,43934	0,0955	—0,0434	—0,0882	0,0275	—
24	0,97415	—0,3144	—0,0987	0,3308	0,1511	—
25	1,19459	—0,4409	—0,1217	0,4612	0,1951	—
26	0,35181	0,1115	—0,0011	—0,1113	—0,0175	—
27	0,81512	—0,2661	0,0060	0,2651	0,0383	—
28	1,01231	—0,3944	0,0085	0,3930	0,0572	—

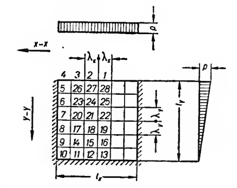
Продолжение табл. 3.35

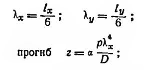


Случай 4



$$\frac{l_y}{l_x} = 1{,}0$$





$$\lambda_x = \frac{l_x}{6}; \qquad \lambda_y = \frac{l_y}{6};$$

прогиб $z = \alpha \frac{p\lambda_x^4}{D}$;

кривизна $\frac{1}{\rho_{x,\,y}} = \gamma_{x,\,y} \frac{p\lambda_x^2}{D}$;

моменты: $M_x = \eta_x p \lambda_x^2$;

$M_y = \eta_y p \lambda_x^2$;

опорная реакция $R = \beta p \lambda_x$;

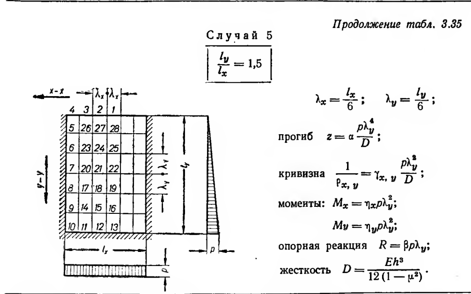
жесткость $D = \frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)}$.

Точка	α	γ_x	γ_y	η_x	η_y	β
1	3,48090	—1,2931	0,2155	1,2571	0	0
2	2,83437	—0,9162	0,1527	0,8908	0	0
3	1,27162	0,2911	—0,0485	—0,2830	0	0
4	0	2,5432	0	—2,5432	—0,4239	3,500
5	0	2,1397	0	—2,1397	—0,3566	2,320
6	0	1,7142	0	—1,7142	—0,2857	1,862
7	0	1,2435	0	—1,2435	—0,2072	1,356
8	0	0,7369	0	—0,7369	—0,1228	0,790
9	0	0,2630	0	—0,2630	—0,0438	0,198
10	0	0	0	0	0	0
11	0	0	0,2630	—0,0438	—0,2630	0,114
12	0	0	0,6124	—0,1021	—0,6124	0,492
13	0	0	0,7593	—0,1265	—0,7593	0,637
14	0,13150	0,0432	0,1054	—0,0608	—0,1126	—
15	0,30620	—0,1012	0,2216	0,0643	—0,2048	—
16	0,37966	—0,1469	0,2692	0,1020	—0,2447	—
17	0,36844	0,0972	0,0164	—0,0999	—0,0325	—
18	0,83404	—0,2711	0,0366	0,2650	0,0086	—
19	1,02856	—0,3890	0,0446	0,3816	0,0203	—
20	0,62174	0,1550	—0,0179	—0,1520	—0,0079	—
21	1,39845	—0,4531	—0,0409	0,4600	0,1164	—
22	1,72202	—0,6471	—0,0510	0,6556	0,1588	—
23	0,85710	0,2077	—0,0226	—0,2040	—0,0120	—
24	1,92193	—0,6222	—0,0587	0,6320	0,1624	—
25	2,36453	—0,8852	—0,0744	0,8976	0,2219	—
26	1,06983	0,2471	—0,0109	—0,2453	—0,0302	—
27	2,38675	—0,7710	—0,0172	0,7739	0,1457	—
28	2,93265	—1,0918	—0,0199	1,0951	0,2018	—

Продолжение табл. 3.35

Случай 5

$\dfrac{l_y}{l_x} = 1{,}5$



$\lambda_x = \dfrac{l_x}{6}$; $\quad \lambda_y = \dfrac{l_y}{6}$;

прогиб $\quad z = \alpha \dfrac{p\lambda_y^4}{D}$;

кривизна $\quad \dfrac{1}{\rho_{x,\,y}} = \gamma_{x,\,y} \dfrac{p\lambda_y^2}{D}$;

моменты: $M_x = \eta_x p\lambda_y^2$;

$M_y = \eta_y p\lambda_y^2$;

опорная реакция $\quad R = \beta p\lambda_y$;

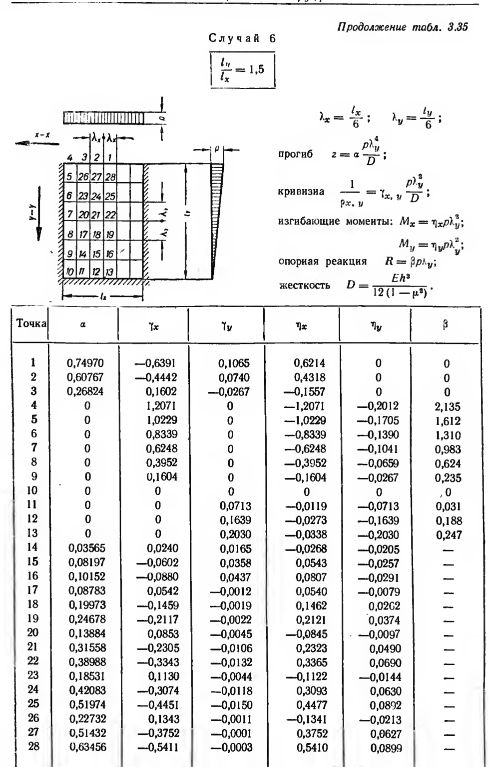
жесткость $\quad D = \dfrac{Eh^3}{12\,(1 - \mu^2)}$.

Точка	α	γ_x	γ_y	η_x	η_y	β
1	0,10694	—0,1072	0,0179	0,1042	0	0
2	0,08312	—0,0635	0,0106	0,0617	0	0
3	0,03109	0,0471	—0,0078	—0,0458	0	0
4	0	0,1399	0	—0,1399	—0,0233	—0,026
5	0	0,2772	0	—0,2772	—0,0462	0,391
6	0	0,4393	0	—0,4393	—0,0732	0,687
7	0	0,5826	0	—0,5826	—0,0971	0,979
8	0	0,6174	0	—0,6174	—0,1029	1,149
9	0	0,4193	0	—0,4193	—0,0698	0,957
10	0	0	0	0	0	0
11	0	0	0,1864	—0,0310	—0,1864	0,720
12	0	0	0,3869	—0,0643	—0,3869	1,114
13	0	0	0,4653	—0,0774	—0,4653	1,245
14	0,09319	0,0160	—0,0492	—0,0077	0,0465	—
15	0,19347	—0,1375	—0,0899	0,1525	0,1128	—
16	0,23264	—0,1763	—0,1036	0,1936	0,1330	—
17	0,13721	0,0509	—0,0518	—0,0423	0,0443	—
18	0,29705	—0,2142	—0,1128	0,2330	0,1485	—
19	0,36167	—0,2908	—0,1374	0,3137	0,1859	—
20	0,12946	0,0651	—0,0241	—0,0611	0,0132	—
21	0,28786	—0,2092	—0,0569	0,2187	0,0917	—
22	0,35328	—0,2944	—0,0710	0,3062	0,1200	—
23	0,09763	0,0596	—0,0042	—0,0589	—0,0057	—
24	0,22176	—0,1620	—0,0111	0,1638	0,0381	—
25	0,27390	—0,2342	—0,0143	0,2370	0,0534	—
26	0,06159	0,0480	0,0055	—0,0489	—0,0135	—
27	0,14452	—0,1062	0,0157	0,1036	0,0019	—
28	0,18023	—0,1607	0,0204	0,1573	0,0064	—

Продолжение табл. 3.35

Случай 6

$$\frac{l_y}{l_x} = 1{,}5$$



$$\lambda_x = \frac{l_x}{6}; \quad \lambda_y = \frac{l_y}{6};$$

прогиб $\quad z = \alpha \dfrac{p\lambda_y^4}{D}$;

кривизна $\quad \dfrac{1}{\rho_{x,\,y}} = \gamma_{x,\,y} \dfrac{p\lambda_y^2}{D}$;

изгибающие моменты: $M_x = \eta_x p\lambda_y^2$;

$M_y = \eta_y p\lambda_y^2$;

опорная реакция $\quad R = \beta p\lambda_y$;

жесткость $\quad D = \dfrac{Eh^3}{12(1-\mu^2)}$.

Точка	α	γ_x	γ_y	η_x	η_y	β
1	0,74970	—0,6391	0,1065	0,6214	0	0
2	0,60767	—0,4442	0,0740	0,4318	0	0
3	0,26824	0,1602	—0,0267	—0,1557	0	0
4	0	1,2071	0	—1,2071	—0,2012	2,135
5	0	1,0229	0	—1,0229	—0,1705	1,612
6	0	0,8339	0	—0,8339	—0,1390	1,310
7	0	0,6248	0	—0,6248	—0,1041	0,983
8	0	0,3952	0	—0,3952	—0,0659	0,624
9	0	0,1604	0	—0,1604	—0,0267	0,235
10	0	0	0	0	0	0
11	0	0	0,0713	—0,0119	—0,0713	0,031
12	0	0	0,1639	—0,0273	—0,1639	0,188
13	0	0	0,2030	—0,0338	—0,2030	0,247
14	0,03565	0,0240	0,0165	—0,0268	—0,0205	—
15	0,08197	—0,0602	0,0358	0,0543	—0,0257	—
16	0,10152	—0,0880	0,0437	0,0807	—0,0291	—
17	0,08783	0,0542	—0,0012	0,0540	—0,0079	—
18	0,19973	—0,1459	—0,0019	0,1462	0,0262	—
19	0,24678	—0,2117	—0,0022	0,2121	0,0374	—
20	0,13884	0,0853	—0,0045	—0,0845	—0,0097	—
21	0,31558	—0,2305	—0,0106	0,2323	0,0490	—
22	0,38988	—0,3343	—0,0132	0,3365	0,0690	—
23	0,18531	0,1130	—0,0044	—0,1122	—0,0144	—
24	0,42083	—0,3074	—0,0118	0,3093	0,0630	—
25	0,51974	—0,4451	—0,0150	0,4477	0,0892	—
26	0,22732	0,1343	—0,0011	—0,1341	—0,0213	—
27	0,51432	—0,3752	—0,0001	0,3752	0,0627	—
28	0,63456	—0,5411	—0,0003	0,5410	0,0899	—

ТРЕУГОЛЬНЫЕ ПЛИТЫ

Данные для расчета в упругой стадии треугольных плит, загруженных треугольной нагрузкой, при различных условиях опирания приведены в табл. 3.36—3.40. (табл. 3.36—3.38 составлены А. Ф. Смотровым, табл. 3.39—3.40 составлены КТИС).

Таблицы позволяют определить значения прогибов, кривизн, изгибающих моментов и опорных реакций.

Условные обозначения и пояснения, приведенные в табл. 3.33—3.35 для расчета прямоугольных плит, распространяются и на табл. 3.36—3.40.

Таблица 3.36

Равносторонние треугольные плиты, свободно опертые по всему контуру, загруженные треугольной нагрузкой

Случай 1

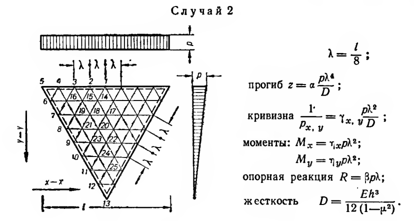


Точка	α	λ_x	λ_y	η_x	η_y	β
1	0	0	0	0	0	0,409
2	0	0	0	0	0	0,351
3	0	0	0	0	0	0,189
4	0	0	0	0	0	—0,018
5	0	0	0	0	0	—0,123
6	0	0,1279	—0,1279	—0,1066	0,1066	0,027
7	0	0,1848	—0,1848	—0,1540	0,1540	0,300
8	0	0,1585	—0,1585	—0,1321	0,1321	0,590
9	0	0,0594	—0,0594	—0,0495	0,0495	0,866
10	0	—0,0824	0,0824	0,0686	—0,0686	0,953
11	0	—0,2119	0,2119	0,1766	—0,1766	0,877
12	0	—0,2364	0,2364	0,1970	—0,1970	0,478
13	0	0	0	0	0	—0,227
14	0,40440	—0,1107	—0,1521	0,1361	0,1705	—
15	0,29368	—0,0551	—0,1510	0,0802	0,1602	—
16	0,12790	0,0379	—0,1452	—0,0137	0,1389	—
17	0,72617	—0,2364	—0,2557	0,2790	0,2951	—
18	0,60796	—0,1770	—0,2513	0,2189	0,2808	—
19	0,31273	—0,0175	—0,2329	0,0563	0,2358	—
20	0,79707	—0,3259	—0,2718	0,3712	0,3261	—
21	0,47120	—0,1453	—0,2405	0,1854	0,2648	—
22	0,75283	—0,4444	—0,1990	0,4776	0,2730	—
23	0,53064	—0,3084	—0,1679	0,3364	0,2193	—
24	0,44827	—0,4483	—0,0327	0,4537	0,1074	—
25	0,23638	—0,4728	0,1249	0,4519	—0,0461	—

36 134

Продолжение табл. 3.36

Случай 2



$\lambda = \frac{l}{8}$;

прогиб $z = \alpha \frac{p\lambda^4}{D}$;

кривизна $\frac{1}{\rho_{x,\,y}} = \gamma_{x,\,y} \frac{p\lambda^2}{D}$;

моменты: $M_x = \eta_x p\lambda^2$;

$M_y = \eta_y p\lambda^2$;

опорная реакция $R = \beta p\lambda$;

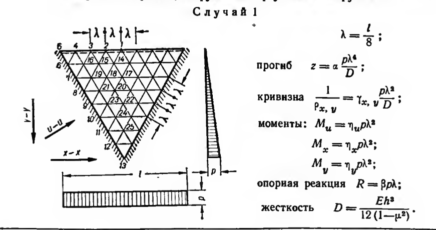
жесткость $D = \frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)}$.

Точка	α	γ_x	γ_y	η_x	η_y	β
1	0	0	0	0	0	1,661
2	0	0	0	0	0	1,544
3	0	0	0	0	0	1,177
4	0	0	0	0	0	0,506
5	0	0	0	0	0	—0,350
6	0	0,3643	—0,3643	—0,3036	0,3036	0,460
7	0	0,3777	—0,3777	—0,3147	0,3147	1,066
8	0	0,1931	—0,1931	—0,1609	0,1609	1,304
9	0	—0,0594	0,0594	0,0495	—0,0495	1,204
10	0	—0,2692	0,2692	0,2243	—0,2243	0,940
11	0	—0,3506	0,3506	0,2922	—0,2922	0,489
12	0	—0,2558	0,2558	0,2132	—0,2132	0,009
13	0	0	0	0	0	—0,246
14	1,00184	—0,2408	—0,6214	0,3444	0,6615	—
15	0,76100	—0,1559	—0,5755	0,2518	0,6015	—
16	0,36428	0,0324	0,4876	0,0488	0,4322	—
17	1,59414	—0,4667	—0,7287	0,5881	0,8065	—
18	1,36079	—0,3855	—0,6862	0,4998	0,7504	—
19	0,74195	—0,1231	—0,5639	0,2171	0,5845	—
20	1,52324	—0,5882	—0,5016	0,6718	0,5996	—
21	0,93505	—0,3468	—0,3923	0,4122	0,4501	—
22	1,21592	—0,6806	—0,1760	0,7100	0,2895	—
23	0,87561	—0,5353	—0,1134	0,5542	0,2026	—
24	0,60642	—0,6064	0,1499	0,5814	—0,0488	—
25	0,25581	—0,5116	0,2969	0,4621	—0,2117	—

Таблица 3.37

Равносторонние треугольные плиты, защемленные по двум сторонам и свободно опертые по третьей, загруженные треугольной нагрузкой

Случай 1



$\lambda = \frac{l}{8}$;

прогиб $z = \alpha \frac{p\lambda^4}{D}$;

кривизна $\frac{1}{\rho_{x,\,y}} = \gamma_{x,\,y} \frac{p\lambda^2}{D}$;

моменты: $M_u = \eta_u p\lambda^2$

$M_x = \eta_x p\lambda^2$;

$M_y = \eta_y p\lambda^2$;

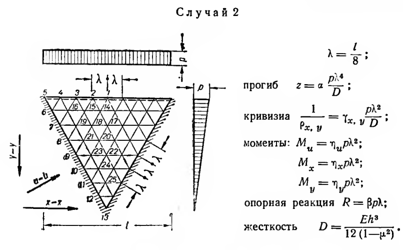
опорная реакция $R = \beta p\lambda$;

жесткость $D = \frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)}$.

Точка	α	γ_x	γ_y	η_u	η_x	η_y	β
1	0	0	0	—	0	0	0,253
2	0	0	0	—	0	0	0,194
3	0	0	0	—	0	0	0,078
4	0	0	0	—	0	0	—0,069
5	0	0	0	0	0	0	—0,041
6	0	0,0427	0,0142	—0,0569	—0,0451	—0,0213	0,126
7	0	0,1537	0,0512	—0,2050	—0,1623	—0,0769	0,369
8	0	0,2815	0,0938	—0,3753	—0,2971	—0,1408	0,651
9	0	0,3612	0,1204	—0,4816	—0,3813	—0,1806	0,869
10	0	0,3466	0,1155	—0,4621	—0,3658	—0,1733	0,942
11	0	0,2317	0,0772	—0,3089	—0,2446	—0,1158	0,815
12	0	0,0759	0,0252	—0,1012	—0,0801	—0,0379	0,551
13	0	0	0	0	0	0	0
14	0,19923	—0,0690	—0,0925	—	0,0844	0,1040	—
15	0,13020	—0,0185	—0,0840	—	0,0324	0,0871	—
16	0,04271	0,0448	—0,0548	—	—0,0356	0,0473	—
17	0,34902	—0,1489	—0,1456	—	0,1732	0,1705	—
18	0,27456	—0,0891	—0,1343	—	0,1114	0,1491	—
19	0,11104	0,0525	—0,0847	—	—0,0384	0,0759	—
20	0,35235	—0,1819	—0,1294	—	0,2034	0,1597	—
21	0,17047	0,0114	—0,0742	—	0,0010	0,0728	—
22	0,31006	—0,2386	—0,0697	—	0,2502	0,1095	—
23	0,19076	—0,0715	—0,0324	—	0,0769	0,0444	—
24	0,15581	—0,1558	0,0209	—	0,1523	0,0051	—
25	0,07583	—0,1518	0,0560	—	0,1424	—0,0307	—

Продолжение табл. 3.37

Случай 2



$\lambda = \frac{l}{8}$;

прогиб $z = \alpha \frac{p\lambda^4}{D}$;

кривизна $\frac{1}{\rho_{x,\,y}} = \gamma_{x,\,y} \frac{p\lambda^2}{D}$;

моменты: $M_u = \eta_u p\lambda^2$;

$M_x = \eta_x p\lambda^2$;

$M_y = \eta_y p\lambda^2$;

опорная реакция $R = \beta p\lambda$;

жесткость $D = \frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)}$.

Точка	α	γ_x	γ_y	η_u	η_x	η_y	β
1	0	0	0	—	0	0	1,359
2	0	0	0	—	0	0	1,220
3	0	0	0	—	0	0	0,827
4	0	0	0	—	0	0	0,284
5	0	0	0	0	0	0	—0,163
6	0	0,1697	0,0566	—0,2262	—0,1791	—0,0848	0,745
7	0	0,4900	0,1633	—0,6534	—0,5173	—0,2450	1,279
8	0	0,6866	0,2289	—0,9155	—0,7247	—0,3433	1,477
9	0	0,6642	0,2214	—0,8856	—0,7011	—0,3321	1,318
10	0	0,4612	0,1537	—0,6149	—0,4868	—0,2306	0,896
11	0	0,2056	0,0685	—0,2741	—0,2170	—0,1028	0,396
12	0	0,0424	0,0141	—0,0565	—0,0448	—0,0212	0,092
13	0	0	0	0	0	0	0
14	0,60141	—0,1765	—0,4787	—	0,2563	0,5081	—
15	0,42489	—0,0787	—0,4158	—	0,1480	0,4289	—
16	0,16966	0,0856	—0,2674	—	—0,4100	0,2531	—
17	0,88314	—0,3339	—0,4814	—	0,4142	0,5372	—
18	0,71617	—0,2288	—0,4250	—	0,2996	0,4631	—
19	0,32037	0,0754	—0,2390	—	—0,0356	0,2264	—
20	0,72033	—0,3541	—0,2204	—	0,3908	0,2794	—
21	0,36621	—0,0121	—0,0828	—	0,0259	0,0848	—
22	0,47637	—0,3567	0,0266	—	0,3522	0,0329	—
23	0,29803	—0,1197	0,0783	—	0,1066	—0,0584	—
24	0,16318	—0,1632	0,1638	—	0,1359	—0,1366	—
25	0,04241	—0,0848	0,1327	—	0,0627	—0,1186	—

Таблица 3.38

Равносторонние треугольные плиты, защемленные по всему контуру и загруженные треугольной нагрузкой

Случай 1

$$\lambda = \frac{l}{8};$$

прогиб $z = \alpha \frac{p\lambda^4}{D}$;

кривизна $\frac{1}{\rho_{x,\,y}} = \chi_{x,\,y} \frac{p\lambda^2}{D}$;

моменты: $M_u = \eta_u p\lambda^2$;

$M_x = \eta_x p\lambda^2$;

$M_y = \eta_y p\lambda^2$;

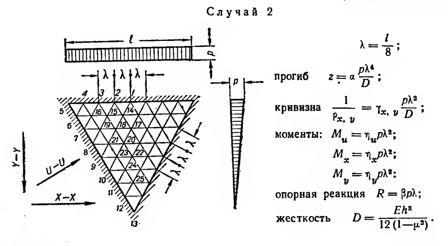
опорная реакция $R = \beta p\lambda$;

жесткость $D = \frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)}$.

Точка	α	χ_x	χ_y	η_u	η_x	η_y	β
1	0	0	0,2891	—	—0,0482	—0,2891	0,345
2	0	0	0,2367	—	—0,0394	—0,2367	0,281
3	0	0	0,1202	—	—0,0200	—0,1202	0,132
4	0	0	0,0280	—	—0,0047	—0,0280	0,007
5	0	0	0	0	0	0	0
6	0	0,0210	0,0070	—0,0280	—0,0221	—0,0105	0,061
7	0	0,1006	0,0335	—0,1341	—0,1062	—0,0503	0,271
8	0	0,2239	0,0746	—0,2985	—0,2363	—0,1119	0,565
9	0	0,3204	0,1068	—0,4271	—0,3382	—0,1602	0,819
10	0	0,3272	0,1091	—0,4361	—0,3454	—0,1636	0,926
11	0	0,2268	0,0756	—0,3025	—0,2394	—0,1134	0,816
12	0	0,0757	0,0252	—0,1010	—0,0790	—0,0379	0,496
13	0	0	0	0	0	0	0
14	0,10840	—0,0393	0,0297	—	0,0343	—0,2332	—
15	0,06914	—0,0089	0,0058	—	0,0080	—0,0048	—
16	0,02098	0,0272	—0,0119	—	—0,0252	0,0074	—
17	0,25736	—0,1124	—0,1048	—	0,1298	0,1235	—
18	0,20117	—0,0655	—0,1004	—	0,0821	0,1113	—
19	0,07962	0,0419	—0,0700	—	—0,0303	0,0630	—
20	0,29962	—0,1553	—0,1334	—	0,1776	0,1593	—
21	0,14427	0,0111	—0,0838	—	0,0029	0,0820	—
22	0,28610	—0,2200	—0,0886	—	0,2348	0,1253	—
23	0,17610	—0,0661	—0,0509	—	0,0746	0,0619	—
24	0,15113	—0,1511	0,0060	—	0,1501	0,0192	—
25	0,07573	—0,1541	0,0500	—	0,1431	—0,0248	—

Продолжение табл. 3.38

Случай 2



$\lambda = \frac{l}{8}$;

прогиб $z = \alpha \frac{p\lambda^4}{D}$;

кривизна $\frac{1}{\rho_{x,\,y}} = \gamma_{x,\,y} \frac{p\lambda^2}{D}$;

моменты: $M_u = \eta_u p\lambda^2$;

$M_x = \eta_x p\lambda^2$;

$M_y = \eta_y p\lambda^2$:

опорная реакция $R = \beta p\lambda$;

жесткость $D = \frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)}$.

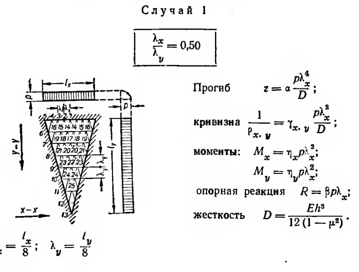
Точка	α	γ_x	γ_y	η_u	η_x	η_y	β
1	0	0	0,8543	—	—0,1424	—0,8543	1,638
2	0	0	0,7348	—	—0,1225	—0,7348	1,491
3	0	0	0,4366	—	—0,0728	—0,4366	1,087
4	0	0	0,1289	—	—0,0215	—0,1289	0,557
5	0	0	0	0	0	0	0
6	0	0,0967	—0,0322	—0,1289	—0,1021	—0,0483	0,503
7	0	0,3170	0,1057	—0,4226	—0,3346	—0,1585	0,948
8	0	0,5048	0,1683	—0,6730	—0,5328	—0,2524	1,206
9	0	0,5372	0,1791	—0,7162	—0,5670	—0,2686	1,164
10	0	0,4014	0,1338	—0,5352	—0,4237	—0,2007	0,846
11	0	0,1907	0,0636	—0,2534	—0,2013	—0,0954	0,402
12	0	0,0420	0,0140	—0,0560	—0,0443	—0,0210	0,069
13	0	0	0	0	0	0	0
14	0,32036	—0,0896	—0,1001	—	0,1063	0,1150	—
15	0,23075	—0,0444	—0,1288	—	0,0659	0,1362	—
16	0,09671	0,0373	—0,1235	—	—0,0168	0,1173	—
17	0,59925	—0,2240	—0,3535	—	0,2829	0,3909	—
18	0,48728	—0,1550	—0,3193	—	0,2082	0,3452	—
19	0,22027	0,0467	—0,1950	—	—0,0142	0,1872	—
20	0,55699	—0,2725	—0,2334	—	0,3114	0,2788	—
21	0,28450	—0,0120	—0,1145	—	0,0311	0,1165	—
22	0,40235	—0,2994	—0,0321	—	0,3047	0,0820	—
23	0,25267	—0,1030	0,0207	—	0,0995	—0,0035	—
24	0,14877	—0,1488	0,1175	—	0,1292	—0,0927	—
25	0,04196	—0,0839	0,1144	—	0,0659	—0,1005	—

Таблица 3.39

Равнобедренные треугольные плиты, защемленные по всему контуру и загруженные равномерно распределенной нагрузкой

Случай 1

$\frac{\lambda_x}{\lambda_y} = 0{,}50$



Прогиб $z = \alpha \frac{p\lambda_x^4}{D}$;

кривизна $\frac{1}{\rho_{x,y}} = \gamma_{x,y} \frac{p\lambda_x^2}{D}$;

моменты: $M_x = \eta_x p\lambda_x^2$;

$M_y = \eta_y p\lambda_x^2$;

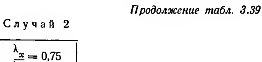
опорная реакция $R = \beta p\lambda_x$;

жесткость $D = \frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)}$.

$\lambda_x = \frac{l_x}{8}$; $\lambda_y = \frac{l_y}{8}$

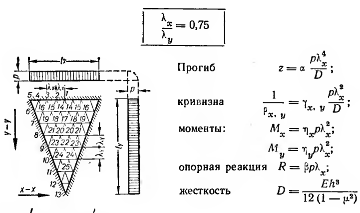
Точка	α	γ_x	γ_y	η_x	η_y	β
1	0	0	1,3418	— 0,2237	— 1,3418	2,656
2	0	0	1,1606	— 0,1935	— 1,1606	2,388
3	0	0	0,6976	— 0,1163	— 0,6976	1,592
4	0	0	0,2078	— 0,0347	— 0,2078	0,460
5	0	0	0	0	0	0
6	0	1,4631	0,0457	— 1,4708	— 0,2895	2,046
7	0	2,2778	0,0909	— 2,2930	— 0,4705	2,876
8	0	2,0235	0,1107	— 2,0420	— 0,4480	2,649
9	0	1,3472	0,0892	— 1,3621	— 0,3138	2,079
10	0	0,7239	0,0545	— 0,7329	— 0,1751	1,517
11	0	0,2845	0,0264	— 0,2889	— 0,0738	1,003
12	0	0,0282	0,0129	— 0,0303	— 0,0176	0,500
13	0	0	0	0	0	0
14	2,68349	— 0,7246	— 0,5657	0,8188	0,6864	—
15	1,95896	— 0,4031	— 0,4787	0,4829	0,5459	—
16	0,83132	— 0,2963	— 0,2866	— 0,2485	0,2372	—
17	3,22220	— 1,1963	— 0,3729	1,2585	0,5723	—
18	2,62405	— 0,8451	— 0,3090	0,8966	0,4499	—
19	1,18080	— 0,2625	— 0,1344	— 0,2400	0,0907	—
20	1,97017	— 0,9815	0,0129	0,9793	0,1507	—
21	0,98870	— 0,0072	0,0605	— 0,0029	— 0,0593	—
22	1,01650	— 0,7717	0,1138	0,7527	0,0148	—
23	0,63065	— 0,2448	0,1105	0,2264	— 0,0697	—
24	0,32527	— 0,3253	0,0783	0,3122	— 0,0240	—
25	0,11730	— 0,2346	0,0373	0,2284	0,0018	—

Продолжение табл. 3.39



Случай 2

$$\frac{\lambda_x}{\lambda_y} = 0,75$$



Прогиб $z = \alpha \frac{p\lambda_x^4}{D}$;

кривизна $\frac{1}{\rho_{x,\, y}} = \gamma_{x,\, y} \frac{p\lambda_x^2}{D}$;

моменты: $M_x = \eta_x p\lambda_x^2$;

$M_y = \eta_y p\lambda_x^2$;

опорная реакция $R = \beta p\lambda_x$;

жесткость $D = \frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)}$.

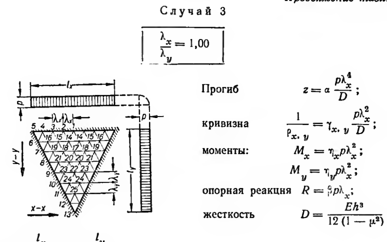
$\lambda_x = \frac{l_x}{8}$; $\lambda_y = \frac{l_y}{8}$

Точка	α	γ_x	γ_y	η_x	η_y	β
1	0	0	1,3977	—0,2330	—1,3977	2,444
2	0	0	1,2044	—0,2008	—1,2044	2,184
3	0	0	0,7111	—0,1185	—0,7111	1,428
4	0	0	0,2055	—0,0343	—0,2055	0,442
5	0	0	0	0	0	0
6	0	0,5630	0,0772	—0,5758	—0,1710	1,148
7	0	1,2920	0,1406	—1,3155	—0,3559	2,175
8	0	1,5756	0,1850	—1,6064	—0,4476	2,531
9	0	1,3232	0,1734	—1,3521	—0,3939	2,240
10	0	0,8056	0,1219	—0,8259	—0,2561	1,633
11	0	0,3343	0,0623	—0,3447	—0,1180	1,016
12	0	0,0560	0,0236	—0,0600	—0,0330	0,493
13	0	0	0	0	0	0
14	1,24235	—0,3436	—0,3328	0,3990	0,3901	—
15	0,89879	—0,1799	—0,3224	0,2337	0,3524	—
16	0,37532	0,1482	—0,2360	—0,1088	0,2113	—
17	1,99139	—0,7371	—0,5477	0,8284	0,6706	—
18	1,62283	—0,5180	—0,4792	0,5979	0,5655	—
19	0,73625	0,1503	—0,2647	—0,1062	0,2396	—
20	1,58247	—0,7775	—0,2052	0,8117	0,3348	—
21	0,80496	—0,0275	—0,0656	0,0384	0,0702	—
22	0,98360	—0,7395	0,0746	0,7271	0,0487	—
23	0,61384	—0,2441	0,1087	0,2260	—0,0681	—
24	0,33246	—0,3325	0,1535	0,3069	—0,0981	—
25	0,11205	—0,2241	0,0925	0,2087	—0,0551	—

Продолжение табл. 3.39

Случай 3

$$\frac{\lambda_x}{\lambda_y} = 1{,}00$$



Прогиб $z = \alpha \frac{p\lambda_x^4}{D}$;

кривизна $\frac{1}{\rho_{x,\,y}} = \gamma_{x,\,y} \frac{p\lambda_x^2}{D}$;

моменты: $M_x = \eta_x p\lambda_x^2$;

$M_y = \eta_y p\lambda_x^2$;

опорная реакция $R = \beta p\lambda_x$;

жесткость $D = \frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)}$

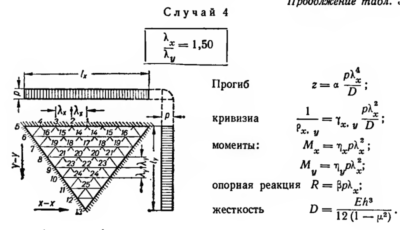
$\lambda_x = \frac{l_x}{8}$; $\lambda_y = \frac{l_y}{8}$

Точка	α	γ_x	γ_y	η_x	η_y	β
1	0	0	1,2547	— 0,2091	— 1,2547	2,219
2	0	0	1,0721	— 0,1787	— 1,0721	1,968
3	0	0	0,6232	— 0,1039	— 0,6232	1,294
4	0	0	0,1784	— 0,0297	— 0,1784	0,481
5	0	0	0	0	0	0
6	0	0,2141	0,0601	— 0,2241	— 0,0958	0,577
7	0	0,6496	0,1516	— 0,6748	— 0,2598	1,515
8	0	1,0074	0,2337	— 1,0464	— 0,4016	2,118
9	0	1,0600	0,2510	— 1,1018	— 0,4276	2,204
10	0	0,7986	0,1975	— 0,8148	— 0,3305	1,796
11	0	0,3987	0,1090	— 0,4169	— 0,1754	1,116
12	0	0,0927	0,0348	— 0,0984	— 0,0502	0,481
13	0	0	0	0	0	0
14	0,62733	— 0,1825	— 0,1446	0,2066	0,1750	—
15	0,44479	— 0,0838	— 0,1814	0,1141	0,1954	—
16	0,17844	0,0879	— 0,1677	— 0,0600	0,1530	—
17	1,17677	— 0,4494	— 0,5116	0,5347	0,5865	—
18	0,95205	— 0,3050	— 0,4617	0,3819	0,5125	—
19	0,42236	0,1073	— 0,2810	— 0,0605	0,2531	—
20	1,10230	— 0,5443	— 0,3396	0,6009	0,4303	—
21	0,55797	— 0,0136	— 0,1697	0,0419	0,1719	—
22	0,81779	— 0,6130	— 0,0554	0,6222	0,1576	—
23	0,51131	— 0,2048	0,0210	0,2013	0,0131	—
24	0,32460	— 0,3246	0,1544	0,2989	— 0,1003	—
25	0,11584	— 0,2317	0,1584	0,2065	— 0,1122	—


Продолжение табл. 3.39

Случай 4

$\frac{\lambda_x}{\lambda_y} = 1,50$



Прогиб $z = \alpha \frac{p\lambda_x^4}{D}$;

кривизна $\frac{1}{\rho_{x,\,y}} = \gamma_{x,\,y} \frac{p\lambda_x^2}{D}$;

моменты: $M_x = \eta_x p\lambda_x^2$;

$M_y = \eta_y p\lambda_x^2$;

опорная реакция $R = \beta p\lambda_x$;

жесткость $D = \frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)}$.

$\lambda_x = \frac{l_x}{8}$; $\lambda_y = \frac{l_y}{8}$

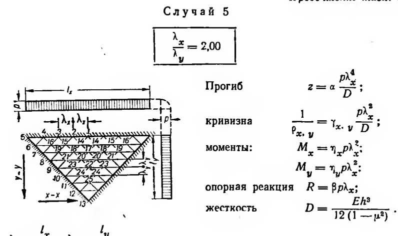
Точка	α	γ_x	γ_y	η_x	η_y	β
1	3	3	0,9215	—0,1536	—0,9215	1,823
2	0	0	0,7729	—0,1288	—0,7729	1,603
3	0	0	0,4291	—0,0715	—0,4291	1,061
4	0	0	0,1169	—0,0195	—0,1169	0,478
5	0	0	0	0	0	0
6	0	0,0520	0,0035	—0,0526	—0,0122	0,318
7	0	0,1771	0,0778	—0,1901	—0,1073	0,780
8	0	0,3466	0,1966	—0 3794	—0,2543	1,313
9	0	0,4777	0,2964	—0,5271	—0,3761	1,708
10	0	0,4898	0,3182	—0,5428	—0,3998	1,774
11	0	0,3577	0,2365	—0,3970	—0,2961	1,393
12	0	0,1607	0,0840	—0,1747	—0,1108	0,613
13	0	0,0947	—0,0533	—0,0858	0,0375	0
14	0,20477	—0,0660	0,0230	0,0622	—0,0120	—
15	0,13276	—0,0208	—0,0458	0,0284	0,0493	—
16	0,05195	0,0349	—0,0869	—0,0204	0,0811	—
17	0,45050	—0,1893	—0,3440	0,2466	0,3756	—
18	0,35592	—0,1133	—0,3224	0,1670	0,3412	—
19	0,14802	0,0599	—0,2143	—0,0242	0,2043	—
20	0,49613	—0,2553	—0,3608	0,3154	0,4033	—
21	0,24086	0,0144	—0,2127	0,0210	0,2103	—
22	0,45203	—0,3487	—0,2081	0,3834	0,2662	—
23	0,27768	—0,1033	—0,1055	0,1209	0,1227	—
24	0,22829	—0,2283	0,0431	0,2211	—0,0051	—
25	0,10763	—0,2153	0,1504	0,1902	—0,1145	—



Продолжение табл. 3.39

Случай 5

$$\frac{\lambda_x}{\lambda_y} = 2,00$$



Прогиб $z = \alpha \frac{p\lambda_x^4}{D}$;

кривизна $\frac{1}{\rho_{x,\,y}} = \gamma_{x,\,y} \frac{p\lambda_x^2}{D}$;

моменты: $M_x = \eta_x p\lambda_x^2$;

$M_y = \eta_y p\lambda_x^2$;

опорная реакция $R = \beta p \lambda_x$;

жесткость $D = \frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)}$.

$$\lambda_x = \frac{l_x}{8};\quad \lambda_y = \frac{l_y}{8}$$

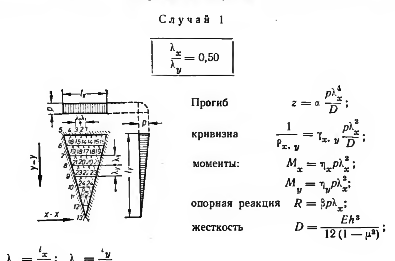
Точка	α	γ_x	γ_y	η_x	η_y	β
1	0	0	0,6614	—0,1102	—0,6614	1,507
2	0	0	0,5460	—0,0910	—0,5460	1,318
3	0	0	0,2951	—0,0492	—0,2951	0,890
4	0	0	0,0798	—0,0133	—0,0798	0,450
5	0	0	0	0	0	0
6	0	0,0200	—0,0200	—0,0166	0,0166	0,184
7	0	0,0596	0,0202	—0,0630	—0,0301	0,468
8	0	0,1264	0,1121	—0,1451	—0,1331	0,835
9	0	0,1973	0,2285	—0,2353	—0,2614	1,219
10	0	0,2359	0,3146	—0,2884	—0,3540	1,481
11	0	0,2096	0,3083	—0,2610	—0,3432	1,444
12	0	0,1295	0,1585	—0,1559	—0,1801	0,884
13	0	0,1440	—0,1440	—0,1200	0,1200	0
14	0,08268	—0,0289	0,0617	0,0186	—0,0569	—
15	0,05381	—0,0050	—0,0042	0,0057	0,0050	—
16	0,01996	0,0139	—0,0543	—0,0048	0,0520	—
17	0,19607	—0,0901	—0,2252	0,1276	0,2402	—
18	0,15104	—0,0464	—0,2148	0,0822	0,2225	—
19	0,05962	0,0318	—0,1483	—0,0071	0,1430	—
20	0,23064	—0,1242	—0,2891	0,1724	0,3098	—
21	0,10645	0,0177	—0,1727	0,0111	0,1698	—
22	0,23115	—0,1870	—0,2217	0,2240	0,2529	—
23	0,13764	—0,0441	—0,1239	0,0648	0,1313	—
24	0,12948	—0,1295	—0,0248	0,1336	0,0464	—
25	0,07200	—0,1440	0,0859	0,1297	0,0619	—

Таблица 3.40

Равнобедренные треугольные плиты, защемленные по всему контуру и загруженные треугольной нагрузкой

Случай 1

$$\frac{\lambda_x}{\lambda_y} = 0{,}50$$



Прогиб $z = \alpha \frac{p\lambda_x^4}{D}$;

кривизна $\frac{1}{\rho_{x,\,y}} = \gamma_{x,\,y} \frac{p\lambda_x^2}{D}$;

моменты: $M_x = \eta_x p\lambda_x^2$;

$M_y = \eta_y p\lambda_x^2$;

опорная реакция $R = \beta p\lambda_x$;

жесткость $D = \frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)}$;

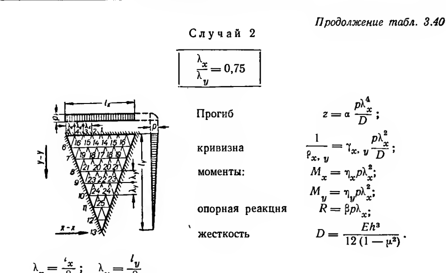
$$\lambda_x = \frac{l_x}{8}; \quad \lambda_y = \frac{l_y}{8}$$

Точка	α	γ_x	γ_y	η_x	η_y	β
1	0	0	1,1146	−0,1858	−1,1146	2,391
2	0	0	0,9670	−0,1612	−0,9670	2,175
3	0	0	0,5861	−0,0977	−0,5861	1,521
4	0	0	0,1765	−0,0294	−0,1765	0,559
5	0	0	0	0	0	0
6	0	1,2424	0,0294	−1,2473	−0,2365	1,782
7	0	1,7609	0,0675	−1,7721	−0,3610	2,219
8	0	1,3700	0,0790	−1,3832	−0,3073	1,736
9	0	0,7485	0,0572	−0,7580	−0,1819	1,079
10	0	0,3030	0,0296	−0,3080	−0,0801	0,576
11	0	0,0817	0,0116	−0,0836	−0,0252	0,251
12	0	0,0070	0,0032	−0,0075	−0,0044	0,062
13	0	0	0	0	0	0
14	2,22914	−0,5905	−0,5222	0,6775	0,6206	—
15	1,63865	−0,3423	−0,4353	0,4148	0,4924	—
16	0,70591	0,2268	−0,2541	−0,1843	0,2163	—
17	2,44725	−0,9015	−0,2839	0,9488	0,4341	—
18	1,99651	−0,6416	−0,2297	0,6798	0,3366	—
19	0,90423	0,1881	−0,0889	−0,1732	0,0576	—
20	1,30455	−0,6495	0,0537	0,6406	0,0546	—
21	0,65504	−0,0055	0,0774	−0,0074	−0,0765	—
22	0,54332	−0,4148	0,1120	0,3861	−0,0429	—
23	0,33595	−0,1285	0,1008	0,1118	−0,0794	—
24	0,12636	−0,1264	0,0583	0,1166	−0,0372	—
25	0,02918	−0,0584	0,0207	0,0549	−0,0109	—

Продолжение табл. 3.40

Случай 2

$$\frac{\lambda_x}{\lambda_y} = 0{,}75$$



Прогиб $z = \alpha \frac{p\lambda_x^4}{D}$;

кривизна $\frac{1}{\rho_{x,\,y}} = \gamma_{x,\,y} \frac{p\lambda_x^2}{D}$;

моменты: $M_x = \eta_x p\lambda_x^2$;

$M_y = \eta_y p\lambda_x^2$;

опорная реакция $R = \beta p\lambda_x$;

жесткость $D = \frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)}$.

$\lambda_x = \frac{l_x}{8}$; $\lambda_y = \frac{l_y}{8}$

Точка	α	γ_x	γ_y	η_x	η_y	β
1	0	0	1,1097	— 0,1850	— 1,1097	2,106
2	0	0	0,9622	— 0,1604	— 0,9622	1,908
3	0	0	0,5835	— 0,0973	— 0,5835	1,331
4	0	0	0,1761	— 0,0294	— 0,1761	0,511
5	0	0	0	0	0	0
6	0	0,4696	0,0559	— 0,5627	— 0,1342	1,009
7	0	0,9874	0,1031	— 1,0046	— 0,2677	1,682
8	0	1,0884	0,1280	— 1,1097	— 0,3094	1,706
9	0	0,7949	0,1097	— 0,8132	— 0,2421	1,246
10	0	0,3894	0,0678	— 0,3781	— 0,1327	0,668
11	0	0,1148	0,0282	— 0,1195	— 0,0473	0,251
12	0	0,0144	0,0061	— 0,0154	— 0,0085	0,051
13	0	0	0	0	0	0
14	0,98637	— 0,2622	— 0,3222	0,3159	0,3659	—
15	0,72419	— 0,1490	— 0,2997	0,1989	0,3245	—
16	0,31303	0,0981	— 0,2102	— 0,0631	0,1938	—
17	1,46605	— 0,5265	— 0,4262	0,5976	0,5139	—
18	1,20279	— 0,3856	— 0,3686	0,4470	0,4328	—
19	0,55394	0,0949	— 0,1927	— 0,0628	0,1769	—
20	1,05655	— 0,5156	— 0,1093	0,5338	0,1953	—
21	0,54094	— 0,0253	— 0,0126	0,0274	0,0168	—
22	0,56125	— 0,4232	0,1029	0,4060	— 0,0323	—
23	0,34967	— 0,1381	0,1156	0,1188	— 0,0926	—
24	0,14304	— 0,1430	0,1235	0,1225	— 0,0997	—
25	0,02884	— 0,0577	0,0561	0,0483	— 0,0465	—


Продолжение табл. 3.40

Случай 3

$\frac{\lambda_x}{\lambda_y} = 1{,}00$

Прогиб $z = \alpha \frac{p\lambda_x^4}{D}$;

кривизна $\frac{1}{\rho_{x,\,y}} = \gamma_{x,\,y} \frac{p\lambda_x^2}{D}$;

моменты: $M_x = \eta_x p\lambda_x^2$;

$M_y = \eta_y p\lambda_x^2$;

опорная реакция $R = \beta p\lambda_x$;

жесткость $D = \frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)}$;

$\lambda_x = \frac{l_x}{8}$; $\lambda_y = \frac{l_y}{8}$

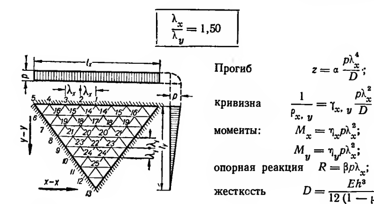
Точка	α	γ_x	γ_y	η_x	η_y	β
1	0	0	0,9571	— 0,1595	— 0,9571	1,849
2	0	0	0,8261	— 0,1377	— 0,8261	1,672
3	0	0	0,4948	— 0,0825	— 0,4948	1,174
4	0	0	0,1473	— 0,0246	— 0,1473	0,510
5	0	0	0	0	0	0
6	0	0,1767	0,0460	— 0,1844	— 0,0755	0,605
7	0	0,4933	0,1127	— 0,5120	— 0,1950	1,185
8	0	0,6975	0,1611	— 0,7243	— 0,2774	1,446
9	0	0,6581	0,1573	— 0,6843	— 0,2670	1,282
10	0	0,4265	0,1092	— 0,4447	— 0,1803	0,818
11	0	0,1682	0,0503	— 0,1765	— 0,0783	0,316
12	0	0,0292	0,0110	— 0,0311	— 0,0158	0,031
13	0	0	0	0	0	0
14	0,47856	— 0,1310	— 0,1626	0,1581	0,1844	—
15	0,34753	— 0,0692	— 0,1789	0,0990	0,1905	—
16	0,14728	0,0530	— 0,1514	— 0,0277	0,1425	—
17	0,83876	— 0,3079	— 0,3968	0,3741	0,4481	—
18	0,68480	— 0,2180	— 0,3531	0,2768	0,3896	—
19	0,31286	0,0591	— 0,2068	— 0,0246	0,1969	—
20	0,72519	— 0,3526	— 0,2119	0,3878	0,2707	—
21	0,37265	— 0,0201	— 0,0915	0,0354	0,0948	—
22	0,47715	— 0,3543	0,0149	0,3519	0,0442	—
23	0,29998	— 0,1228	0,0574	0,1133	— 0,0369	—
24	0,15539	— 0,1554	0,1349	0,1329	— 0,1090	—
25	0,03653	— 0,0731	0,1006	0,0563	— 0,0884	—




Продолжение табл. 3.40

Случай 4

$$\frac{\lambda_x}{\lambda_y} = 1{,}50$$



Прогиб $z = \alpha \frac{p\lambda_x^4}{D}$;

кривизна $\frac{1}{\rho_{x,\,y}} = \gamma_{x,\,y} \frac{p\lambda_x^2}{D}$;

моменты: $M_x = \eta_x p\lambda_x^2$;

$M_y = \eta_y p\lambda_x^2$;

опорная реакция $R = \beta p\lambda_x$;

жесткость $D = \frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)}$;

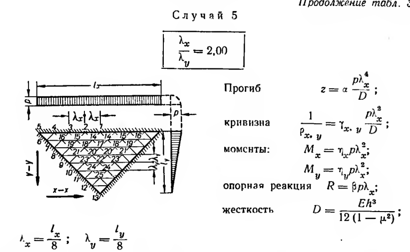
$$\lambda_x = \frac{l_x}{8}; \quad \lambda_y = \frac{l_y}{8}$$

Точка	α	γ_x	γ_y	η_x	η_y	β
1	0	0	0,6625	—0,1104	—0,6625	1,452
2	0	0	0,5663	—0,0942	—0,5663	1,310
3	0	0	0,3300	—0,0550	—0,3300	0,936
4	0	0	0,0960	—0,0160	—0,0960	0,470
5	0	0	0	0	0	0
6	0	0,0427	0,0029	—0,0432	—0,0100	0,296
7	0	0,1314	0,0629	—0,1419	—0,0848	0,629
8	0	0,2367	0,1404	—0,2601	—0,1799	0,914
9	0	0,2991	0,1902	—0,3142	—0,2401	1,027
10	0	0,2786	0,1823	—0,3090	—0,2287	0,895
11	0	0,1825	0,1161	—0,2018	—0,1465	0,525
12	0	0,0768	0,0292	—0,0817	—0,0420	0,077
13	0	0,0393	—0,0221	—0,0356	0,0156	0
14	0,14721	—0,0432	—0,0211	0,0467	0,0283	—
15	0,10402	—0,0182	—0,0619	0,0285	0,0649	—
16	0,04267	0,0187	—0,0816	—0,0051	0,0785	—
17	0,30398	—0,1190	—0,2621	0,1627	0,2819	—
18	0,24447	—0,0774	—0,2427	0,1179	0,2556	—
19	0,10752	0,0294	—0,1579	—0,0031	0,1530	—
20	0,31453	—0,1568	—0,2313	0,1954	0,2574	—
21	0,15771	—0,0009	—0,1293	0,0224	0,1294	—
22	0,26222	—0,1975	—0,0965	0,2136	0,1294	—
23	0,16348	—0,0647	—0,0356	0,0707	0,0464	—
24	0,11764	—0,1176	0,0660	0,1066	—0,0464	—
25	0,04468	—0,0894	0,1139	0,0704	—0,0991	—


Продолжение табл. 3.40

Случай 5

$$\frac{\lambda_x}{\lambda_y} = 2{,}00$$



Прогиб $z = \alpha \dfrac{p\lambda_x^4}{D}$;

кривизна $\dfrac{1}{\rho_{x,\,y}} = \gamma_{x,\,y} \dfrac{p\lambda_x^2}{D}$;

моменты: $M_x = \eta_x p\lambda_x^2$;

$M_y = \eta_y p\lambda_x^2$;

опорная реакция $R = \beta p\lambda_x$;

жесткость $D = \dfrac{Eh^3}{12(1-\mu^2)}$;

$\lambda_x = \dfrac{l_x}{8}$; $\lambda_y = \dfrac{l_y}{8}$

Точка	α	γ_x	γ_y	η_x	η_y	β
1	0	0	0,4587	—0,0765	—0,4587	1,170
2	0	0	0,3872	—0,0645	—0,3872	1,054
3	0	0	0,2231	—0,0372	—0,2231	0,769
4	0	0	0,0652	—0,0109	—0,0652	0,425
5	0	0	0	0	0	0
6	0	0,0163	—0,0163	—0,0136	0,0136	0,171
7	0	0,0430	0,0223	—0,0467	—0,0295	0,391
8	0	0,0851	0,0867	—0,0996	—0,1009	0,600
9	0	0,1234	0,1518	—0,1487	—0,1724	0,750
10	0	0,1368	0,1850	—0,1676	—0,2078	0,776
11	0	0,1134	0,1586	—0,1397	—0,1775	0,611
12	0	0,0680	0,0637	—0,0786	—0,0750	0,213
13	0	0,0659	—0,0659	—0,0549	0,0549	0
14	0,05734	—0,0179	0,0165	0,0151	—0,0136	—
15	0,03947	—0,0053	—0,0228	0,0091	0,0237	—
16	0,01631	0,0069	—0,0514	0,0017	0,0502	—
17	0,12780	—0,0538	—0,1691	0,0820	0,1781	—
18	0,10089	—0,0310	—0,1598	0,0577	0,1650	—
19	0,04295	0,0150	—0,1094	0,0033	0,1069	—
20	0,14252	—0,0737	—0,1834	0,1043	0,1957	—
21	0,06880	0,0049	—0,1068	0,0129	0,1060	—
22	0,13239	—0,1040	—0,1133	0,1228	0,1306	—
23	0,08043	—0,0285	—0,0564	0,0379	0,0611	—
24	0,06798	—0,0680	0,0157	0,0654	—0,0043	—
25	0,03293	—0,0659	0,0743	0,0535	—0,0634	—

Данные для расчета в упругой стадии треугольных свободно опертых и заделанных по контуру плит при различных отношениях основания треугольника к высоте (от 0,50 до 2,00) приведены в табл. 3.41 и 3.42.

Таблицы позволяют определить наибольшие пролетные и опорные изгибающие моменты.

Таблица 3.41

Треугольные равнобедренные плиты, загруженные равномерно распределенной нагрузкой

l_x/l_y	$M_x = \alpha_x P$; $M_y = \alpha_y P$; $P = \frac{l_x l_y}{2} p$.		$M_x = \alpha_x P$; $M_y = \alpha_y P$; $\mathfrak{M}_u = -\beta_u P$; $\mathfrak{M}_y = -\beta_y P$; $P = \frac{l_x l_y}{2} p$.			
	α_x	α_y	α_x	α_y	β_u	β_y
0,50	0,0396	0,0209	0,0187	0,0089	0,0356	0,0210
0,55	0,0404	0,0224	0,0203	0,0110	0,0365	0,0245
0,60	0,0411	0,0236	0,0209	0,0123	0,0370	0,0267
0,65	0,0418	0,0249	0,0211	0,0133	0,0372	0,0290
0,70	0,0424	0,0260	0,0211	0,0142	0,0372	0,0310
0,75	0,0428	0,0272	0,0210	0,0148	0,0371	0,0328
0,80	0,0432	0,0284	0,0207	0,0153	0,0367	0,0344
0,85	0,0433	0,0298	0,0205	0,0157	0,0361	0,0361
0,90	0,0433	0,0310	0,0202	0,0159	0,0354	0,0372
0,95	0,0431	0,0320	0,0199	0,0162	0,0346	0,0384
1,00	0,0428	0,0332	0,0196	0,0164	0,0338	0,0392
1,10	0,0421	0,0355	0,0190	0,0168	0,0321	0,0407
1,20	0,0413	0,0369	0,0184	0,0171	0,0303	0,0416
1,30	0,0404	0,0376	0,0178	0,0174	0,0284	0,0423
1,40	0,0394	0,0378	0,0171	0,0177	0,0265	0,0429
1,50	0,0385	0,0378	0,0164	0,0178	0,0246	0,0432
1,60	0,0375	0,0378	0,0157	0,0180	0,0225	0,0434
1,70	0,0366	0,0378	0,0149	0,0181	0,0206	0,0434
1,80	0,0355	0,0377	0,0140	0,0181	0,0186	0,0430
1,90	0,0342	0,0377	0,0130	0,0181	0,0167	0,0424
2,00	0,0324	0,0377	0,0117	0,0181	0,0148	0,0413

Таблица 3.42

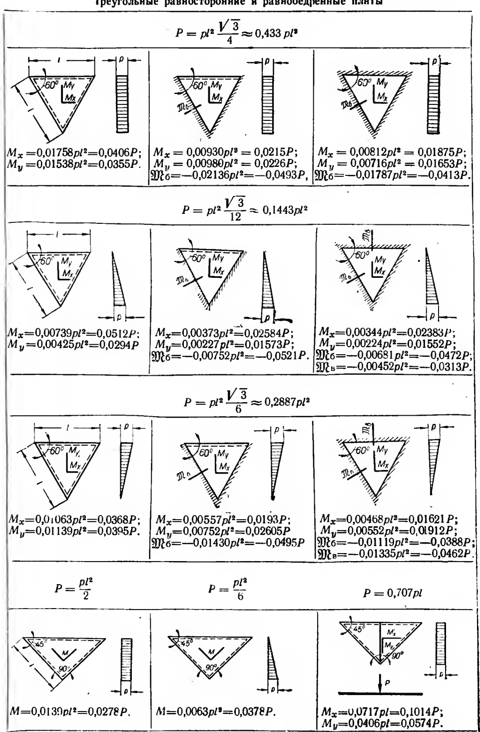
Треугольные равнобедренные плиты, загруженные треугольной нагрузкой

l_x/l_y	$M_x = \alpha_x P$; $M_y = \alpha_y P$; $P = \frac{l_x l_y}{3} p$.		$M_x = \alpha_x P$; $M_y = \alpha_y P$; $\mathfrak{M}_u = -\beta_u P$; $\mathfrak{M}_y = -\beta_y P$; $P = \frac{l_x l_y}{3} p$.			
	α_x	α_y	α_x	α_y	β_u	β_y
0,50	0,0404	0,0273	0,0212	0,0123	0,0413	0,0262
0,55	0,0407	0,0289	0,0211	0,0130	0,0410	0,0308
0,60	0,0408	0,0300	0,0209	0,0137	0,0405	0,0332
0,65	0,0408	0,0312	0,0207	0,0143	0,0401	0,0352
0,70	0,0409	0,0322	0,0204	0,0150	0,0395	0,0372
0,75	0,0410	0,0333	0,0201	0,0157	0,0390	0,0392
0,80	0,0409	0,0343	0,0198	0,0164	0,0387	0,0409
0,85	0,0408	0,0353	0,0195	0,0170	0,0376	0,0423
0,90	0,0405	0,0362	0,0191	0,0176	0,0370	0,0434
0,95	0,0399	0,0369	0,0187	0,0182	0,0361	0,0443
1,00	0,0391	0,0377	0,0183	0,0187	0,0350	0,0450
1,10	0,0375	0,0388	0,0175	0,0192	0,0326	0,0459
1,20	0,0358	0,0397	0,0167	0,0194	0,0300	0,0465
1,30	0,0343	0,0405	0,0158	0,0193	0,0268	0,0468
1,40	0,0328	0,0409	0,0149	0,0191	0,0238	0,0469
1,50	0,0314	0,0411	0,0139	0,0188	0,0211	0,0467
1,60	0,0302	0,0411	0,0130	0,0185	0,0190	0,0464
1,70	0,0292	0,0410	0,0121	0,0182	0,0173	0,0460
1,80	0,0283	0,0408	0,0113	0,0179	0,0157	0,0453
1,90	0,0276	0,0403	0,0105	0,0176	0,0143	0,0444
2,00	0,0268	0,0398	0,0098	0,0172	0,0129	0,0430

Данные для определения (в упругой стадии работы) наибольших пролетных и опорных изгибающих моментов в равносторонних треугольных плитах, а также в плитах, имеющих форму равнобедренного прямоугольного треугольника, приведены в табл. 3.43. Кроме равномерной нагрузки и нагрузок, изменяющихся по закону треугольника, для равнобедренной плиты рассмотрен случай линейной нагрузки.

Таблица 3.43

Треугольные равносторонние и равнобедренные плиты



$P = pl^2 \frac{\sqrt{3}}{4} \approx 0{,}433\, pl^2$		
$M_x = 0{,}01758pl^2 = 0{,}0406P$; $M_y = 0{,}01538pl^2 = 0{,}0355P$.	$M_x = 0{,}00930pl^2 = 0{,}0215P$; $M_y = 0{,}00980pl^2 = 0{,}0226P$; $\mathfrak{M}_б = -0{,}02136pl^2 = -0{,}0493P$,	$M_x = 0{,}00812pl^2 = 0{,}01875P$; $M_y = 0{,}00716pl^2 = 0{,}01653P$; $\mathfrak{M}_б = -0{,}01787pl^2 = -0{,}0413P$.
$P = pl^2 \frac{\sqrt{3}}{12} \approx 0{,}1443pl^2$		
$M_x = 0{,}00739pl^2 = 0{,}0512P$; $M_y = 0{,}00425pl^2 = 0{,}0294P$	$M_x = 0{,}00373pl^2 = 0{,}02584P$; $M_y = 0{,}00227pl^2 = 0{,}01573P$; $\mathfrak{M}_б = -0{,}00752pl^2 = -0{,}0521P$.	$M_x = 0{,}00344pl^2 = 0{,}02383P$; $M_y = 0{,}00224pl^2 = 0{,}01552P$; $\mathfrak{M}_б = -0{,}00681pl^2 = -0{,}0472P$; $\mathfrak{M}_в = -0{,}00452pl^2 = -0{,}0313P$.
$P = pl^2 \frac{\sqrt{3}}{6} \approx 0{,}2887pl^2$		
$M_x = 0{,}01063pl^2 = 0{,}0368P$; $M_y = 0{,}01139pl^2 = 0{,}0395P$.	$M_x = 0{,}00557pl^2 = 0{,}0193P$; $M_y = 0{,}00752pl^2 = 0{,}02605P$; $\mathfrak{M}_б = -0{,}01430pl^2 = -0{,}0495P$	$M_x = 0{,}00468pl^2 = 0{,}01621P$; $M_y = 0{,}00552pl^2 = 0{,}01912P$; $\mathfrak{M}_б = -0{,}01119pl^2 = -0{,}0388P$; $\mathfrak{M}_в = -0{,}01335pl^2 = -0{,}0462P$.
$P = \frac{pl^2}{2}$	$P = \frac{pl^2}{6}$	$P = 0{,}707pl$
$M = 0{,}0139pl^2 = 0{,}0278P$.	$M = 0{,}0063pl^2 = 0{,}0378P$.	$M_x = 0{,}0717pl = 0{,}1014P$; $M_y = 0{,}0406pl = 0{,}0574P$.

ТРАПЕЦОИДАЛЬНЫЕ ПЛИТЫ

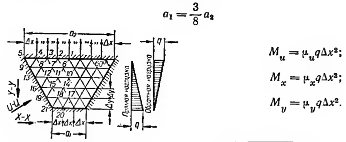
Данные для расчета в упругой стадии симметричных трапецоидальных плит на треугольную нагрузку приведены в табл. 3.44—3.47 (автор Т. Л. Невельская). При помощи этих таблиц могут быть рассчитаны трапецоидальные плиты, загруженные равномерно распределенной или трапецоидальной нагрузкой. Равномерная или трапецоидальная нагрузка расчленяется при этом на две треугольные нагрузки. Табл. 3.44—3.47 даны для различных соотношений оснований трапеции $\left(a_1 = \frac{3}{8}a_2 \text{ и } a_1 = \frac{1}{2}a_2\right.$, где a_1 — меньшее основание, a_2 — большее основание$\left.\right)$, а также для различного характера опирания оснований (заделка и свободное опирание).

Таблица 3.44

Равнобедренные трапецоидальные плиты, защемленные по всему контуру и загруженные треугольной нагрузкой

Случай 1

$$a_1 = \frac{3}{8}a_2$$



$$M_u = \mu_u q \Delta x^2;$$
$$M_x = \mu_x q \Delta x^2;$$
$$M_y = \mu_y q \Delta x^2.$$

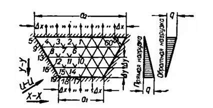
Точки	Прямая нагрузка q			Обратная нагрузка q			Точки
	μ_u	μ_x	μ_y	μ_u	μ_x	μ_y	
1	—	—0,0685	—0,4110	—	—0,1098	—0,6588	1
2	—	—0,0569	—0,3417	—	—0,0961	—0,5767	2
3	—	—0,0301	—0,1806	—	—0,0598	—0,3591	3
4	—	—0,0074	—0,0443	—	—0,0186	—0,1118	4
5	0	0	0	0	0	0	5
6	—	0,0488	—0,0105	—	0,0830	0,1390	6
7	—	0,0161	0,0022	—	0,0630	0,1444	7
8	—	—0,0318	0,0167	—	0,0015	0,1146	8
9	—0,0443	—0,0351	—0,0166	—0,1118	—0,0885	—0,0419	9
10	—	0,1679	0,2171	—	0,1888	0,3210	10
11	—	0,1201	0,1892	—	0,1537	0,2805	11
12	—	—0,0604	0,1180	—	0,0135	0,1499	12
13	—0,2003	—0,1584	—0,0751	—0,3356	—0,2656	—0,1258	13
14	—	0,2041	0,2521	—	0,1736	0,1745	14
15	—	0,0411	0,1296	—	0,0510	0,1237	15
16	—0,4049	—0,3205	—0,1518	—0,4638	—0,3671	—0,1739	16

Продолжение табл. 3.44

Точки	Прямая нагрузка q			Обратная нагрузка q			Точки
	μ_u	μ_x	μ_y	μ_u	μ_x	μ_y	
17	—	0,1418	0,0931	—	0,0854	— 0,0543	17
18	—	0,0935	0,0376	—	0,0386	— 0,0773	18
19	— 0,4219	— 0,3604	— 0,1707	— 0,3754	— 0,2971	— 0,1408	19
20	—	— 0,0832	— 0,4993	—	— 0,0559	— 0,3354	20
21	— 0,1805	— 0,1805	— 0,1805	— 0,1184	— 0,1184	— 0,1184	21

Случай 2

$$a_1 = \frac{1}{2} a_2$$



$$M_u = \mu_u q \Delta x^2;$$
$$M_x = \mu_x q \Delta x^2;$$
$$M_y = \mu_y q \Delta x^2.$$

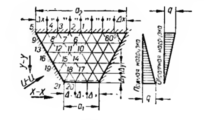
Точки	Прямая нагрузка q			Обратная нагрузка q			Точки
	μ_u	μ_x	μ_y	μ_u	μ_x	μ_y	
1	—	— 0,0594	— 0,3562	—	— 0,0812	— 0,4869	1
2	—	— 0,0514	— 0,3083	—	— 0,0731	— 0,4387	2
3	—	— 0,0201	— 0,1806	—	— 0,0489	— 0,2934	3
4	—	— 0,0084	— 0,0504	—	— 0,0164	— 0,0982	4
5	0	0	0	0	0	0	5
6	—	0,0415	0,0397	—	0,0623	0,1625	6
7	—	0,0301	0,0408	—	0,0614	0,1549	7
8	—	— 0,0162	0,0321	—	0,0201	0,1151	8
9	— 0,0504	— 0,0399	— 0,0189	— 0,0982	— 0,0777	— 0,0368	9
10	—	0,1100	0,2450	—	0,1045	0,2492	10
11	—	0,1047	0,2133	—	0,1030	0,2183	11
12	—	0,0219	0,1211	—	0,0398	0,1179	12
13	— 0,1949	— 0,1543	— 0,0731	— 0,2604	— 0,2062	— 0,0977	13
14	—	0,0815	0,1465	—	0,0510	0,0265	14
15	—	0,0699	0,0848	—	0,0341	— 0,0105	15
16	— 0,2996	— 0,2371	— 0,1123	— 0,2748	— 0,2175	— 0,1030	16
17	—	— 0,0778	— 0,4670	—	— 0,0588	— 0,3528	17
18	—	— 0,0647	— 0,3885	—	— 0,0482	— 0,2889	18
19	— 0,1356	— 0,1356	— 0,1356	— 0,1356	— 0,1356	— 0,1356	19

Таблица 3.45

Равнобедренные трапецоидальные плиты, защемленные по трем сторонам и свободно опертые по меньшему основанию, загруженные треугольной нагрузкой

Случай 1

$$a_1 = \frac{3}{8} a_2$$



$$M_u = \mu_u q \Delta x^2;$$

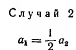
$$M_x = \mu_x q \Delta x^2;$$

$$M_y = \mu_y q \Delta x^2.$$

Точки	Прямая нагрузка q			Обратная нагрузка q			Точки
	μ_u	μ_x	μ_y	μ_u	μ_x	μ_y	
1	—	— 0,0765	— 0,4590	—	— 0,1152	— 0,6910	1
2	—	— 0,0629	— 0,3774	—	— 0,1001	— 0,6006	2
3	—	— 0,0322	— 0,1935	—	— 0,0613	— 0,3677	3
4	—	— 0,0076	— 0,0456	—	— 0,0188	— 0,1126	4
5	0	0	0	0	0	0	5
6	—	0,0547	— 0,0287	—	0,0870	0,1268	6
7	—	0,0147	— 0,0026	—	0,0609	0,1374	7
8	—	— 0,0393	0,0130	—	— 0,0031	0,1123	8
9	— 0,0456	— 0,0361	— 0,0171	— 0,1126	— 0,0892	— 0,0422	9
10	—	0,2003	0,2183	—	0,2106	0,3221	10
11	—	0,1329	0,1919	—	0,1623	0,2823	11
12	—	— 0,0411	0,1053	—	0,0016	0,1507	12
13	— 0,2160	— 0,1709	— 0,0810	— 0,3461	— 0,2740	— 0,1298	13
14	—	0,2630	0,2922	—	0,2132	0,2014	14
15	—	0,0270	0,1457	—	0,0316	0,0745	15
16	— 0,4681	— 0,3705	— 0,1755	— 0,5061	— 0,4006	— 0,1898	16
17	—	0,2492	0,2671	—	0,1574	0,0623	17
18	—	0,1458	0,1476	—	0,0734	— 0,0037	18
19	— 0,6042	— 0,4783	— 0,2266	— 0,4750	— 0,3761	— 0,1781	19
20	—	0	0	—	0	0	20
21	0	0	0	0	0	0	21

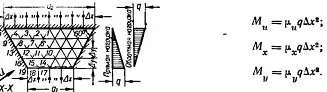
Продолжение табл. 3.45

Случай 2



$$a_1 = \frac{1}{2} a_2$$





$$M_u = \mu_u q \Delta x^2;$$

$$M_x = \mu_x q \Delta x^2;$$

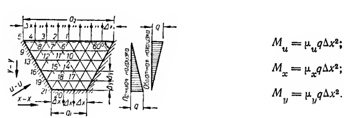
$$M_y = \mu_y q \Delta x^2.$$

Точки	Прямая нагрузка q			Обратная нагрузка q			Точки
	μ_u	μ_x	μ_y	μ_u	μ_x	μ_y	
1	—	— 0,0767	— 0,4600	—	— 0,0941	— 0,5465	1
2	—	— 0,0649	— 0,3896	—	— 0,0832	— 0,4994	2
3	—	— 0,0359	— 0,2153	—	— 0,0532	— 0,3193	3
4	—	— 0,0093	— 0,0577	—	— 0,0170	— 0,1022	4
5	0	0	0	0	0	0	5
6	—	0,0546	0,0191	—	0,0720	0,1472	6
7	—	0,0290	0,0277	—	0,0605	0,1451	7
8	—	— 0,0260	0,0545	—	0,0092	0,1111	8
9	— 0,0563	— 0,0441	— 0,0209	— 0,1022	— 0,0809	— 0,0383	9
10	—	0,1646	0,3027	—	0,1454	0,2923	10
11	—	0,1400	0,2583	—	0,1293	0,2519	11
12	—	— 0,0002	0,1383	—	0,0245	0,1309	12
13	— 0,2374	— 0,1878	— 0,0890	— 0,2921	— 0,2312	— 0,1095	13
14	—	0,1629	0,3297	—	0,1119	0,1633	14
15	—	0,0995	0,1851	—	0,0554	0,0642	15
16	— 0,4238	— 0,3354	— 0,1586	— 0,3673	— 0,2904	— 0,1377	16
17	—	0	0	—	0	0	17
18	—	0	0	—	0	0	18
19	0	0	0	—	0	0	19

Таблица 3.46

Равнобедренные трапецоидальные плиты, защемленные по трем сторонам и свободно опертые по большему основанию, загруженные треугольной нагрузкой

$$a_1 = \frac{3}{8} a_2$$



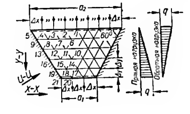
$$M_u = \mu_u q \Delta x^2;$$
$$M_x = \mu_x q \Delta x^2;$$
$$M_y = \mu_y q \Delta x^2.$$

Точки	Прямая нагрузка q			Обратная нагрузка q			Точки
	μ_u	μ_x	μ_y	μ_u	μ_x	μ_y	
1	—	0	0	—	0	0	1
2	—	0	0	—	0	0	2
3	—	0	0	—	0	0	3
4	—	0	0	—	0	0	4
5	0	0	0	—	0	0	5
6	—	0,1195	0,1728	—	0,1979	0,4472	6
7	—	0,0539	0,1405	—	0,1291	0,3764	7
8	—	—0,0455	0,0755	—	—0,0141	0,2243	8
9	—0,0866	—0,0686	—0,0325	—0,1896	—0,1501	—0,0707	9
10	—	0,2272	0,2841	—	0,2773	0,3847	10
11	—	0,1614	0,2437	—	0,2239	0,3731	11
12	—	—0,0332	0,1225	—	0,000	0,1803	12
13	—0,3020	—0,3497	—0,1656	—0,5170	—0,4093	—0,1939	13
14	—	0,2367	0,2510	—	0,2291	0,1757	14
15	—	0,0399	0,1148	—	0,0397	0,0377	15
16	—0,5111	—0,4046	—0,1917	—0,6472	—0,5124	—0,2427	16
17	—	0,1538	0,0618	—	0,1058	—0,1055	17
18	—	0,0945	0,0073	—	0,0402	—0,1291	18
19	—0,5220	—0,4132	—0,1960	—0,4890	—0,3871	—0,1834	19
20	—	—0,0918	—0,5510	—	—0,0705	—0,4230	20
21	—0,1980	—0,1980	—0,1980	—0,1480	—0,1480	—0,1480	21

Таблица 3.47

Равнобедренные трапецоидальные плиты, защемленные по двум сторонам и свободно опертые по двум основаниям, загруженные треугольной нагрузкой

$$a_1 = \frac{3}{8} a_2$$



$$M_u = \mu_u q \Delta x^2;$$

$$M_x = \mu_x q \Delta x^2;$$

$$M_y = \mu_y q \Delta x^2.$$

Точки	Прямая нагрузка q			Обратная нагрузка q			Точки
	μ_u	μ_x	μ_y	μ_u	μ_x	μ_y	
1	—	0	0	—	0	0	1
2	—	0	0	—	0	0	2
3	—	0	0	—	0	0	3
4	—	0	0	—	0	0	4
5	0	0	0	0	0	0	5
6	—	0,1349	0,1742	—	0,2097	0,4483	6
7	—	0,0541	0,1435	—	0,1292	0,3788	7
8	—	— 0,0560	0,0771	—	— 0,0222	0,2225	8
9	— 0,0922	— 0,0730	— 0,0346	— 0,1938	— 0,1535	— 0,0727	9
10	—	0,2708	0,2940	—	0,3201	0,4434	10
11	—	0,1804	0,2529	—	0,2385	0,3802	11
12	—	0,0545	0,1261	—	— 0,0163	0,1831	12
13	— 0,3303	— 0,4579	— 0,2169	— 0,5386	— 0,4264	— 0,2020	13
14	—	0,3062	0,2956	—	0,2818	0,2068	14
15	—	0,0241	0,1313	—	0,0275	0,0503	15
16	— 0,5935	— 0,4699	— 0,2226	0,7102	— 0,5623	— 0,2663	16
17	—	0,2747	0,2520	—	0,1984	0,0383	17
18	—	0,1528	0,1263	—	0,0845	— 0,0381	18
19	— 0,6956	— 0,5507	— 0,2609	0,6217	— 0,4922	— 0,2332	19
20	—	0	0	—	0	0	20
21	0	0	0	0	0	0	21

КРУГЛЫЕ И КОЛЬЦЕВЫЕ ПЛИТЫ

Приведеиные ниже формулы позволяют определить (для упругой стадии работы) прогибы, углы поворота. радиальные и таигеициальные изгибающие моменты в круглых и кольцевых плитах.

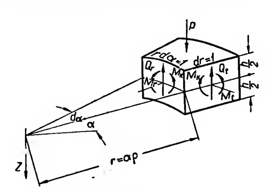


Рис. 3.5. Правнло знаков для внутренних усилий в круглых и кольцевых плитах.

В формулах приняты следующие обозначения:

a — радиус плиты;
r — радиус кольцевого сечения;
$D = \frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)}$ — цилиндрическая жесткость плиты;
h — толщина плиты;
E — модуль упругости материала плиты;
μ — коэффициент Пуассона;
M_r — радиальный изгибающий момент;
M_t — тангенциальный изгибающий момент;
Q_r — радиальная поперечная сила;
A — опорное давление;
Q_t — тангенциальная поперечная сила;
$M_к$ — крутящий момент;
W — прогиб плиты;
φ — радиальный угол поворота;
ψ — тангенциальный угол поворота.

Правило знаков для внутрениих усилий показаио на рис. 3.5.

Для ряда случаев нагрузки, кроме формул, для наглядиости даются и эпюры виутренних усилий.

Для облегчения пользования формулами приводится табл. 3.49 значеиий иаиболее часто встречающихся функций ρ:

$$(1-\rho^2);\ (1-\rho^4);\ \left(\frac{1}{\rho^2}-1\right);\ \ln\rho;\ \rho^2\ln\rho.$$

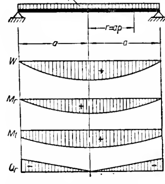
Функции вычислены для значений ρ от 0 до 2,5 с градацией через 0,1.

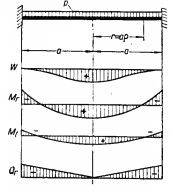
Таблица 3.48

Формулы для расчета круглых и кольцевых плит

Круглая плита, загруженная равномерно распределенной нагрузкой

$$p=\text{const};\ P=pa^2\pi;\ Q_r=-\frac{P}{2a\pi}\rho;\quad A=\frac{P}{2a\pi}.$$



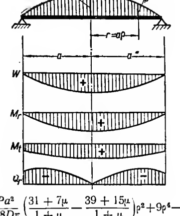


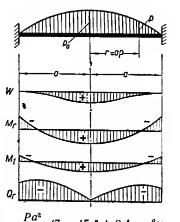
$$W=\frac{Pa^2}{64D\pi}(1-\rho^2)\left(\frac{5+\mu}{1+\mu}-\rho^2\right);$$
$$\varphi=\frac{Pa}{16D\pi}\rho\left(\frac{3+\mu}{1+\mu}-\rho^2\right);$$
$$M_r=\frac{P}{16\pi}(3+\mu)(1-\rho^2);$$
$$M_t=\frac{P}{16\pi}[3+\mu-(1+3\mu)\rho^2].$$

$$W=\frac{Pa^2}{64D\pi}(1-\rho^2)^2;$$
$$\varphi=\frac{Pa}{16D\pi}\rho(1-\rho^2);$$
$$M_r=\frac{P}{16\pi}[1+\mu-(3+\mu)\rho^2];$$
$$M_t=\frac{P}{16\pi}[1+\mu-(1+3\mu)\rho^2].$$

Круглая плита, загруженная параболической нагрузкой

$$p=p_0(1-\rho^2);\quad P=\frac{1}{2}p_0a^2\pi;\quad Q_r=-\frac{P}{2a\pi}\rho(2-\rho^2);\quad A=\frac{P}{2a\pi}$$



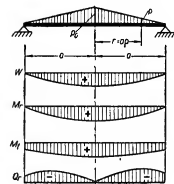


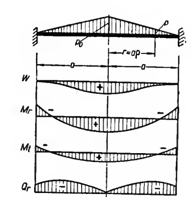
$$W=\frac{Pa^2}{288D\pi}\left(\frac{31+7\mu}{1+\mu}-\frac{39+15\mu}{1+\mu}\right)\rho^2+9\rho^4-\rho^6;\quad W=\frac{Pa^2}{288D\pi}(7-15\rho^2+9\rho^4-\rho^6);$$
$$\varphi=\frac{Pa}{48D\pi}\rho\left(\frac{13+5\mu}{1+\mu}-6\rho^2+\rho^4\right);\qquad \varphi=\frac{Pa}{48D\pi}\rho(5-6\rho^2+\rho^4);$$
$$M_r=\frac{P}{48\pi}[13+5\mu-6(3+\mu)\rho^2+(5+\mu)\rho^4];\quad M_r=\frac{P}{48\pi}[5(1+\mu)-6(3+\mu)\rho^2+(5+\mu)\rho^4];$$
$$M_t=\frac{P}{48\pi}[13+5\mu-6(1+3\mu)\rho^2+(1+5\mu)\rho^4];\quad M_t=\frac{P}{48\pi}[5(1+\mu)-6(1+3\mu)\rho^2+(1+5\mu)\rho^4].$$

Продолжение табл. 3.48

Круглая плита, загруженная конической нагрузкой

$$p = p_0(1-\rho);\; P = \frac{1}{3}p_0 a^2\pi;\; Q_r = -\frac{P}{2a\pi}\rho(3-2\rho);\; A = \frac{P}{2a\pi}.$$





$$W = \frac{Pa^2}{4800D\pi}\left[\frac{3(183+43\mu)}{1+\mu} - \frac{10(71+29\mu)}{1+\mu}\rho^2 + 225\rho^4 - 64\rho^5\right];$$

$$\varphi = \frac{Pa}{240D\pi}\rho\left(\frac{71+29\mu}{1+\mu} - 45\rho^2 + 16\rho^3\right);$$

$$M_r = \frac{P}{240\pi}[71 + 29\mu - 45(3+\mu)\rho^2 + 16(4+\mu)\rho^3];$$

$$M_t = \frac{P}{240\pi}[71 + 29\mu - 45(1+3\mu)\rho^2 + 16(1+4\mu)\rho^3].$$

$$W = \frac{Pa^2}{4800D\pi}(129 - 290\rho^2 + 225\rho^4 - 64\rho^5);$$

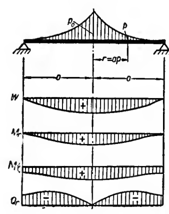
$$\varphi = \frac{Pa}{240D\pi}\rho(29 - 45\rho^2 + 16\rho^3);$$

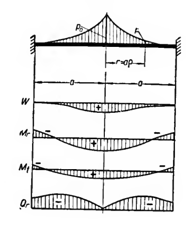
$$M_r = \frac{P}{240\pi}[29(1+\mu) - 45(3+\mu)\rho^2 + 16(4+\mu)\rho^3];$$

$$M_t = \frac{P}{240\pi}[29(1+\mu) - 45(1+3\mu)\rho^2 + 16(1+4\mu)\rho^3].$$

Круглая плита, загруженная параболической нагрузкой

$$p = p_0(1-\rho)^2;\quad P = \frac{1}{6}\,p_0 a^2\pi;\quad Q_r = -\frac{P}{2a\pi}\,\rho\,(6 - 8\rho + 3\rho^2);\quad A = \frac{P}{2a\pi}.$$





$$W = \frac{Pa^2}{2400D\pi}\left[\frac{323 + 83\mu}{1+\mu} - \frac{5(89+41\mu)}{1+\mu}\,\rho^2 + 225\rho^4 - 128\rho^5 + 25\rho^6\right];$$

$$\varphi = \frac{Pa}{240D\pi}\,\rho\left(\frac{89+41\mu}{1+\mu} - 90\rho^2 + 64\rho^3 - 15\rho^4\right);$$

$$M_r = \frac{P}{240\pi}\,[89 + 41\mu - 90(3+\mu)\,\rho^2 + 64(4+\mu)\,\rho^3 - 15(5+\mu)\rho^4];$$

$$M_t = \frac{P}{240\pi}\,[89 + 41\mu - 90(1+3\mu)\rho^2 + 64(1+4\mu)\rho^3 - 15(1+5\mu)^4].$$

$$W = \frac{Pa^2}{2400D\pi}\,(83 - 205\rho^2 + 225\rho^4 - 128\rho^5 + 25\rho^6);$$

$$\varphi = \frac{Pa}{240D\pi}\,\rho\,(41 - 90\rho^2 + 64\rho^3 - 15\rho^4);$$

$$M_r = \frac{P}{240\pi}\,[41(1+\mu) - 90(3+\mu)\,\rho^2 + 64(4+\mu)\rho^3 - 15(5+\mu)\rho^4];$$

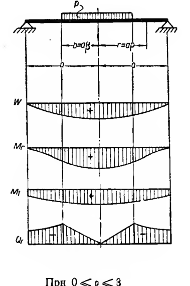
$$M_t = \frac{P}{240\pi}\,[41(1+\mu) - 90(1+3\mu)\rho^2 + 64(1+4\mu)\rho^3 - 15(1+5\mu)\rho^4].$$

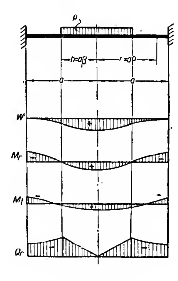
Продолжение табл. 3.48

Круглая плита, загруженная равномерно распределенной нагрузкой в центре круга

$$P = pb^2\pi = pa^2\pi\beta^2;\quad Q_r = -\frac{P}{2a\beta^2\pi}\cdot\rho;\quad (\text{при } 0 \leqslant \rho \leqslant \beta).$$

$$A = \frac{P}{2a\pi};\qquad Q_r = -\frac{P}{2a\pi}\cdot\frac{1}{\rho}.\quad (\text{при } \beta \leqslant \rho \leqslant 1).$$





При $0 \leqslant \rho \leqslant \beta$

$$W = \frac{Pa^2}{64D\pi}\cdot\frac{1}{1+\mu}\Big\{4(3+\mu)-(7+3\mu)\beta^2+ +4(1+\mu)\beta\ln\beta-2[4-(1-\mu)\beta^2- -4(1+\mu)\ln\beta]\rho^2+\frac{1+\mu}{\beta^2}\rho^4\Big\};$$

$$\varphi = \frac{Pa}{16D\pi}\cdot\frac{1}{1+\mu}\rho\Big[4-(1-\mu)\beta^2- -4(1+\mu)\ln\beta-\frac{1+\mu}{\beta^2}\rho^2\Big];$$

$$M_r = \frac{P}{16\pi}\Big[4-(1-\mu)\beta^2-4(1+\mu)\ln\beta- -\frac{3+\mu}{\beta^2}\rho^2\Big];$$

$$M_t = \frac{P}{16\pi}\Big[4-(1-\mu)\beta^2-4(1+\mu)\ln\beta- -\frac{1+3\mu}{\beta^2}\rho^2\Big].$$

При $\beta \leqslant \rho \leqslant 1$

$$W = \frac{Pa^2}{32D\pi}\cdot\frac{1}{1+\mu}\{[2(3+\mu)- -(1-\mu)\beta^2](1-\rho^2)+2(1+\mu)\beta^2\ln\rho+ +4(1+\mu)\rho^2\ln\rho\};$$

При $0 \leqslant \rho \leqslant \beta$

$$W = \frac{Pa^2}{64D\pi}\Big[4-3\beta^2+4\beta^2\ln\beta- -2(\beta^2-4\ln\beta)\rho^2+\frac{1}{\beta^2}\rho^4\Big];$$

$$\varphi = \frac{Pa}{16D\pi}\rho\Big(\beta^2-4\ln\beta-\frac{1}{\beta^2}\rho^2\Big);$$

$$M_r = \frac{P}{16\pi}\Big[(1+\mu)(\beta^2-4\ln\beta)-\frac{3+\mu}{\beta^2}\rho^2\Big];$$

$$M_t = \frac{P}{16\pi}\Big[(1+\mu)(\beta^2-4\ln\beta)-\frac{1+3\mu}{\beta^2}\rho^2\Big].$$

При $\beta \leqslant \rho \leqslant 1$

$$W = \frac{Pa^2}{32D\pi}[(2-\beta^2)(1-\rho^2)+ +2(\beta^2+2\rho^2)\ln\rho];$$

Продолжение табл. 3.48

$$\varphi = \frac{Pa}{16D\pi}\cdot\frac{1}{1+\mu}\left\{[4-(1-\mu)\beta^2]\rho - (1+\mu)\beta^2\frac{1}{\rho} - 4(1+\mu)\rho\ln\rho\right\};$$

$$M_r = \frac{P}{16\pi}\left[(1-\mu)\beta^2\left(\frac{1}{\rho^2}-1\right) - 4(1+\mu)\ln\rho\right];$$

$$M_t = \frac{P}{16\pi}\left\{(1-\mu)\left[4-\beta^2\left(\frac{1}{\rho^2}+1\right)\right] - 4(1+\mu)\ln\rho\right\}.$$

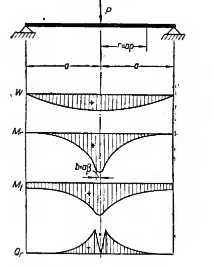
$$\varphi = \frac{Pa}{16D\pi}\rho\left[\beta^2\left(1-\frac{1}{\rho^2}\right) - 4\ln\rho\right];$$

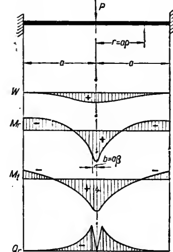
$$M_r = \frac{P}{16\pi}\left[-4 + (1-\mu)\beta^2\frac{1}{\rho^2} + (1+\mu)(\beta^2 - 4\ln\rho)\right];$$

$$M_t = \frac{P}{16\pi}\left[-4\mu - (1-\mu)\beta^2\frac{1}{\rho^2} + (1+\mu)(\beta^2 - 4\ln\rho)\right].$$

Круглая плита, загруженная сосредоточенной силой P в центре

$$Q_r = -\frac{P}{2a\pi}\cdot\frac{1}{\rho}\ (\text{при } \rho \geqslant \beta);\quad Q_r = 0\ (\text{при } \rho = 0);\quad A = \frac{P}{2a\pi}.$$





$$W = \frac{Pa^2}{16D\pi}\left[\frac{3+\mu}{1+\mu}(1-\rho^2) + 2\rho^2\ln\rho\right];$$

$$\varphi = \frac{Pa}{4D\pi}\cdot\rho\left(\frac{1}{1+\mu} - \ln\rho\right);$$

$$W = \frac{Pa^2}{16D\pi}(1-\rho^2+2\rho^2\ln\rho);$$

$$\varphi = -\frac{Pa}{4D\pi}\cdot\rho\ln\rho.$$

При $\rho \geqslant \beta$

$$M_r = -\frac{P}{4\pi}(1+\mu)\ln\rho;$$

$$M_t = \frac{P}{4\pi}[1-\mu-(1+\mu)\ln\rho];$$

$$M_r = -\frac{P}{4\pi}[1+(1+\mu)\ln\rho];$$

$$M_t = -\frac{P}{4\pi}[\mu+(1+\mu)\ln\rho].$$

Для нахождения моментов и поперечных сил в центре плиты предполагаем, что сила P распределена на некоторую небольшую площадь радиуса $b = a\beta$. Тогда для этого случая пригодны формулы, записанные выше. Отбросив величину β^2, как малую высшего порядка, получаем для центра плиты, т. е. при $\rho = 0$:

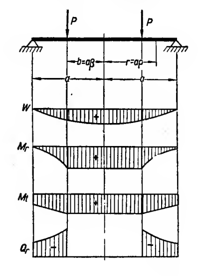
$$M_r = M_t = \frac{P}{4\pi}[1-(1+\mu)\ln\beta];$$

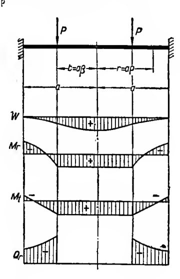
$$M_r = M_t = -\frac{P}{4\pi}(1+\mu)\ln\beta.$$

Продолжение табл. 3.48

Круглая плита, загруженная нагрузкой, распределенной по линии окружности

$Q_r = 0$ (при $0 \leqslant \rho \leqslant \beta$); $Q_r = -P\beta \cdot \frac{1}{\rho}$ (при $\beta \leqslant \rho \leqslant 1$); $A = P\beta$.





При $0 \leqslant \rho \leqslant \beta$

$$W = \frac{Pa^3}{8D} \cdot \frac{\beta}{1+\mu} \{(3+\mu)(1-\beta^2) + 2(1+\mu)\beta^2 \ln\beta - [(1-\mu)(1-\beta^2) - 2(1+\mu)\ln\beta]\rho^2\};$$

$$\varphi = \frac{Pa^2}{4D} \cdot \frac{\beta}{1+\mu} \rho [(1-\mu)(1-\beta^2) - 2(1+\mu)\ln\beta];$$

$$M_r = M_t = \frac{Pa}{4}\beta[(1-\mu)(1-\beta^2) - 2(1+\mu)\ln\beta];$$

$$W = \frac{Pa^3}{8D}\beta[1 - \beta^2 + 2\beta^2\ln\beta + (1 - \beta^2 + 2\ln\beta)\rho^2];$$

$$\varphi = -\frac{Pa^2}{4D} \cdot \beta\rho(1 - \beta^2 + 2\ln\beta);$$

$$M_r = -\frac{Pa}{4}\beta(1+\mu)(1-\beta^2+2\ln\beta);$$

$$M_t = -\frac{Pa}{4}\beta(1+\mu)(1-\beta^2+2\ln\beta).$$

При $\beta \leqslant \rho \leqslant 1$

$$W = \frac{Pa^3}{8D} \cdot \frac{\beta}{1+\mu} \{[3+\mu-(1-\mu)\beta^2](1-\rho^2) + 2(1+\mu)(\beta^2+\rho^2)\ln\rho\};$$

$$\varphi = \frac{Pa^2}{4D} \cdot \frac{\beta}{1+\mu} \cdot \rho\left[2 - (1-\mu)\beta^2 - (1+\mu)\beta^2 \cdot \frac{1}{\rho^2} - 2(1+\mu)\ln\rho\right];$$

$$M_r = \frac{Pa}{4} \cdot \beta\left[(1-\mu)\beta^2\left(\frac{1}{\rho^2} - 1\right) - 2(1+\mu)\ln\rho\right];$$

$$M_t = \frac{Pa}{4} \cdot \beta\left\{(1-\mu)\left[2 - \beta^2\left(\frac{1}{\rho^2} + 1\right)\right] - 2(1+\mu)\ln\rho\right\};$$

$$W = \frac{Pa^3}{8D} \cdot \beta[(1+\beta^2)(1-\rho^2) + 2(\beta^2+\rho^2)\ln\rho];$$

$$\varphi = \frac{Pa^2}{4D} \cdot \beta\rho\left[\beta^2\left(1 - \frac{1}{\rho^2}\right) - 2\ln\rho\right];$$

$$M_r = -\frac{Pa}{4} \cdot \beta\left[2 - (1-\mu)\beta^2\frac{1}{\rho^2} - (1+\mu)(\beta^2 - 2\ln\rho)\right];$$

$$M_t = -\frac{Pa}{4} \cdot \beta\left[2\mu + (1-\mu)\beta^2\frac{1}{\rho^2} - (1+\mu)(\beta^2 - 2\ln\rho)\right].$$

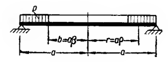
Продолжение табл. 3.48

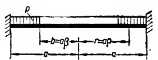
Круглая плита, загруженная нагрузкой, распределенной по кольцу

$$Q_r = 0 \text{ (при } \rho \leqslant \beta); \quad Q_r = -\frac{pa}{2}\left(\rho - \frac{\beta^2}{\rho}\right) \text{(при } \rho \geqslant \beta); \quad A = \frac{pa}{2}(\beta^2 - 1);$$

$$k_1 = [(5+\mu) - (7+3\mu)\beta^2](1-\beta^2) - 4(1+\mu)\beta^4 \ln\beta;$$

$$k_2 = [(3+\mu) - (1-\mu)\beta^2](1-\beta^2) + 4(1+\mu)\beta^2 \ln\beta.$$





При $\rho \leqslant \beta$

$$W = \frac{pa^4}{64D(1+\mu)}[k_1 - 2k_2 + 2k_2(1-\rho^2)];$$

$$M_r = M_t = \frac{pa^2}{16}k_2;$$

$$W = \frac{pa^4}{64D}\{4\beta^2(1-\beta^2) - 4\beta^2\ln\beta(1+\beta^2) + 2[1-\beta^2(\beta^2 - 4\ln\beta)(1-\rho^2)]\};$$

$$M_r = M_t = \frac{pa^2}{16}(1+\mu)[1-\beta^2(\beta^2 - 4\ln\beta)].$$

При $\rho \geqslant \beta$

$$W = \frac{Pa^4}{64D(1+\mu)}\{2[(3+\mu)(1-2\beta^2) + (1-\mu)\beta^4](1-\rho^2) - (1+\mu)(1-\rho^4) - 4(1+\mu)\beta^4\ln\rho - 8(1+\mu)\beta^2\rho^2\ln\rho\};$$

$$M_r = \frac{pa^2}{16}\left[(3+\mu)(1-\rho^2) - (1-\mu)\beta^4\left(\frac{1}{\rho^2} - 1\right) + 4(1+\mu)\beta^2\ln\rho\right];$$

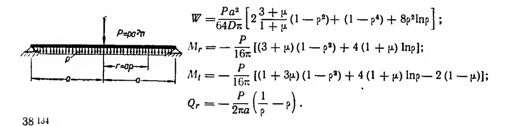
$$M_t = \frac{pa^2}{16}\left[(1+3\mu)(1-\rho^2) + (1-\mu)\beta^4\left(\frac{1}{\rho^2} - 1\right) + 4(1+\mu)\beta^2\rho^2\ln\rho + 2(1-\mu)(1-\beta^2)^2\right];$$

$$W = \frac{pa^4}{64D}[2(1-2\beta^2-\beta^4)(1-\rho^2) - (1-\rho^4) - 4\beta^4\ln\rho - 8\beta^2\rho^2\ln\rho];$$

$$M_r = \frac{pa^2}{16}\left[-2(1-\beta^2)^2 + (3+\mu)(1-\rho^2) - (1-\mu)\beta^4\left(\frac{1}{\rho^2} - 1\right) + 4(1+\mu)\beta^2\ln\rho\right];$$

$$M_t = \frac{pa^2}{16}\left[-2\mu(1-\beta^2)^2 + (1+3\mu)(1-\rho^2) + (1-\mu)\beta^4\left(\frac{1}{\rho^2} - 1\right) + 4(1+\mu)\beta^2\ln\rho\right].$$

Круглая плита, загруженная сосредоточенной силой в центре и отрицательной равномерно распределенной нагрузкой



$$W = \frac{Pa^2}{64D\pi}\left[2\frac{3+\mu}{1+\mu}(1-\rho^2) + (1-\rho^4) + 8\rho^2\ln\rho\right];$$

$$M_r = -\frac{P}{16\pi}[(3+\mu)(1-\rho^2) + 4(1+\mu)\ln\rho];$$

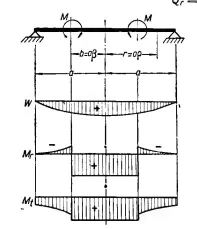
$$M_t = -\frac{P}{16\pi}[(1+3\mu)(1-\rho^2) + 4(1+\mu)\ln\rho - 2(1-\mu)];$$

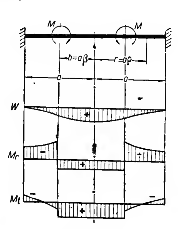
$$Q_r = -\frac{P}{2\pi a}\left(\frac{1}{\rho} - \rho\right).$$

Продолжение табл. 3 48

Круглая плита, загруженная моментами, распределенными по длине окружности

$Q_r = 0; \quad A = 0.$





При $0 \leqslant \rho \leqslant \beta$

$$W = \frac{Ma^2}{4D} \cdot \frac{1}{1+\mu} \{2\beta^2 [1 - (1+\mu)\ln\beta] - [1 + \mu + (1-\mu)\beta^2]\rho^2\};$$

$$\varphi = \frac{Ma}{2D} \cdot \frac{1}{1+\mu} \cdot \rho [1 + \mu + (1-\mu)\beta^2];$$

$$M_r = M_t = \frac{M}{2} [1 + \mu + (1-\mu)\beta^2];$$

$$W = -\frac{Ma^2}{4D} [2\beta^2 \ln\beta + (1-\beta^2)\rho^2];$$

$$\varphi = \frac{Ma}{2D} (1-\beta^2)\rho;$$

$$M_r = M_t = \frac{M}{2} (1+\mu)(1-\beta^2).$$

При $\beta \leqslant \rho \leqslant 1$

$$W = \frac{Ma^2}{4D} \cdot \frac{\beta^2}{1+\mu} [(1-\mu)(1-\rho^2) - 2(1+\mu)\ln\rho];$$

$$\varphi = \frac{Ma}{2D} \cdot \frac{\beta^2}{1+\mu} \left[(1-\mu)\rho + (1+\mu)\frac{1}{\rho}\right];$$

$$M_r = \frac{M}{2} (1-\mu)\beta^2 \left(1 - \frac{1}{\rho^2}\right);$$

$$M_t = \frac{M}{2} (1-\mu)\beta^2 \left(1 + \frac{1}{\rho^2}\right);$$

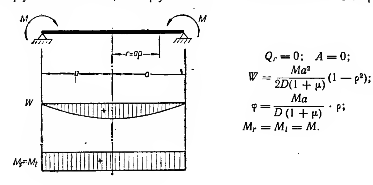
$$W = -\frac{Ma^2}{4D} \beta^2 (1 - \rho^2 + 2\ln\rho);$$

$$\varphi = \frac{Ma}{2D} \beta^2 \left(\frac{1}{\rho} - \rho\right);$$

$$M_r = -\frac{M\beta^2}{2} \left[1 + \mu + (1-\mu)\frac{1}{\rho^2}\right];$$

$$M_t = -\frac{M\beta^2}{2} \left[1 + \mu - (1-\mu)\frac{1}{\rho^2}\right].$$

Круглая плита, загруженная моментами на опоре



$$Q_r = 0; \quad A = 0;$$

$$W = \frac{Ma^2}{2D(1+\mu)} (1-\rho^2);$$

$$\varphi = \frac{Ma}{D(1+\mu)} \cdot \rho;$$

$$M_r = M_t = M.$$

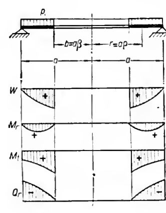
Продолжение табл. 3.48

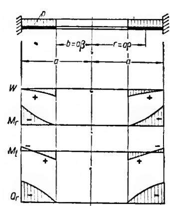
Кольцевая плита, загруженная равномерно распределенной нагрузкой

$$Q_r = -\frac{pa}{2}\left(\rho - \beta^2 \frac{1}{\rho}\right); \quad A = \frac{pa}{2}(1-\beta^2) \text{ (при } \beta < 1); \quad A = \frac{pa}{2}(\beta^2 - 1) \text{ (при } \beta > 1);$$

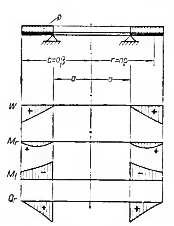
$$k_3 = \beta^2 \left[3 + \mu + 4(1+\mu)\frac{\beta^2}{1-\beta^2}\ln\beta\right]; \qquad k_4 = \beta^2 \frac{(1-\mu)\beta^2 + (1+\mu)(1+4\beta^2\ln\beta)}{1-\mu+(1+\mu)\beta^2}.$$

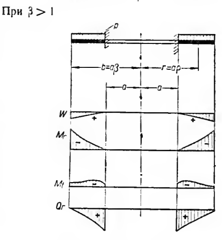
При $\beta < 1$





При $\beta > 1$





$$W = \frac{pa^4}{64D}\left\{\frac{2}{1+\mu}[(3+\mu)(1-2\beta^2)+k_3](1-\rho^2) - (1-\rho^4) - \frac{4}{1-\mu}k_3\ln\rho - 8\beta^2\rho^2\ln\rho\right\};$$

$$\varphi = \frac{pa^3}{16D}\left[\frac{1}{1+\mu}(3+\mu-4\beta^2+k_3)\rho - \rho^3 + \frac{k_3}{1-\mu}\cdot\frac{1}{\rho} + 4\beta^2\rho\ln\rho\right];$$

$$M_r = \frac{pa^2}{16}\left[(3+\mu)(1-\rho^2) + k_3\left(1-\frac{1}{\rho^2}\right) + 4(1+\mu)\beta^2\ln\rho\right];$$

$$M_t = \frac{pa^2}{16}\left[2(1-\mu)(1-2\beta^2)+(1+3\mu)(1-\rho^2) + k_3\left(1+\frac{1}{\rho^2}\right) + 4(1+\mu)\beta^2\ln\rho\right]$$

$$W = \frac{pa^4}{64D}[-1+2(1-k_4-2\beta^2)(1-\rho^2)+\rho^4 - 4k_4\ln\rho - 8\beta^2\rho^2\ln\rho];$$

$$\varphi = \frac{pa^3}{16D}\left[(1-k_4)\rho - \rho^3 + k_4\frac{1}{\rho} + 4\beta^2\rho\ln\rho\right];$$

$$M_r = \frac{pa^2}{16}\left[(1+\mu)(1-k_4)+4\beta^2-(3+\mu)\rho^2 - (1-\mu)k_4\frac{1}{\rho^2} + 4(1+\mu)\beta^2\ln\rho\right];$$

$$M_t = \frac{pa^2}{16}\left[(1+\mu)(1-k_4)+4\mu\beta^2-(1+3\mu)\rho^2 + (1-\mu)k_4\frac{1}{\rho^2} + 4(1+\mu)\beta^2\ln\rho\right].$$

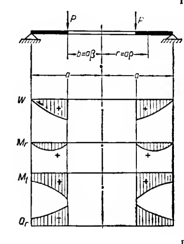
Продолжение табл. 3.48

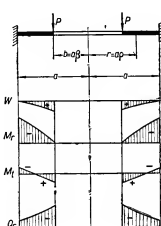
Кольцевая плита, загруженная нагрузкой, распределенной по окружности $\rho=\beta$

$$Q_r = -P\beta\cdot\frac{1}{\rho};\quad A = P\beta\ (\text{при}\ \beta<1);\quad A=-P\beta\ (\text{при}\ \beta>1)$$

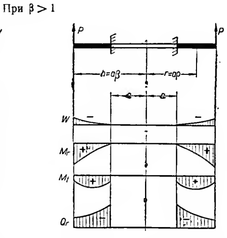
$$k_5 = (1+\mu)\frac{\beta^2}{1-\beta^2}\ln\beta;\qquad k_6=\beta^2\frac{1+(1+\mu)\ln\beta}{1-\mu+(1+\mu)\beta^2}.$$

При $\beta<1$





При $\beta>1$



$$W=\frac{Pa^3}{8D}\cdot\beta\left[\frac{3+\mu-2k_5}{1+\mu}(1-\rho^2)+4\frac{k_5}{1-\mu}\ln\rho+2\rho^2\ln\rho\right];$$

$$\varphi=\frac{Pa^2}{2D}\cdot\beta\left[\frac{1-k_5}{1+\mu}\cdot\rho-\frac{k_5}{1-\mu}\cdot\frac{1}{\rho}-\rho\ln\rho\right];$$

$$M_r=\frac{Pa}{2}\cdot\beta\left[k_5\left(\frac{1}{\rho^2}-1\right)-(1+\mu)\ln\rho\right];$$

$$M_t=\frac{Pa}{2}\cdot\beta\left[1-\mu-k_5\left(\frac{1}{\rho^2}+1\right)-(1+\mu)\ln\rho\right];$$

$$W=\frac{Pa^3}{8D}\beta[(1+2k_6)(1-\rho^2)+4k_6\ln\rho+2\rho^2\ln\rho];$$

$$\varphi=\frac{Pa^2}{2D}\cdot\beta\left[k_6\left(\rho-\frac{1}{\rho}\right)-\rho\ln\rho\right];$$

$$M_r=\frac{Pa}{2}\cdot\beta\left[-1+(1+\mu)k_6+(1-\mu)k_6\frac{1}{\rho^2}-(1+\mu)\ln\rho\right];$$

$$M_t=\frac{Pa}{2}\cdot\beta\left[-\mu+(1+\mu)k_6-(1-\mu)k_6\frac{1}{\rho^2}-(1+\mu)\ln\rho\right].$$

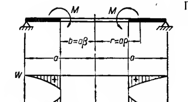
Продолжение табл. 3.48

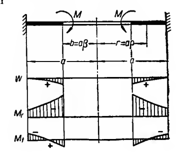
Кольцевая плита, загруженная моментами, распределенными по окружности ($\rho = \beta$)

$$Q_r = 0; \quad A = 0$$

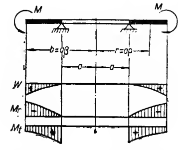
$$k_7 = \frac{\beta^2}{1 - \beta^2}; \quad k_8 = \frac{\beta^2}{1 - \mu + (1 + \mu)\beta^2}.$$

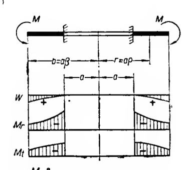
При $\beta < 1$





При $\beta > 1$





$$W = \frac{Ma^2}{2D} \cdot \frac{k_7}{1 + \mu}\left(1 - \rho^2 - 2 \cdot \frac{1 + \mu}{1 - \mu} \ln\rho\right);$$

$$\varphi = \frac{Ma}{D} \cdot \frac{k_7}{1 + \mu}\left(\rho + \frac{1 + \mu}{1 - \mu} \cdot \frac{1}{\rho}\right);$$

$$M_r = M \cdot k_7 \left(1 - \frac{1}{\rho^2}\right);$$

$$M_t = M \cdot k_7 \left(1 + \frac{1}{\rho^2}\right);$$

$$W = \frac{Ma^2}{2D} k_8 (-1 + \rho^2 - 2\ln\rho);$$

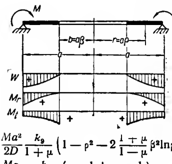
$$\varphi = \frac{Ma}{D} \cdot k_8 \left(\frac{1}{\rho} - \rho\right);$$

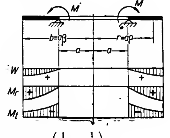
$$M_r = -M \cdot k_8 \left[1 + \mu + (1 - \mu)\frac{1}{\rho^2}\right];$$

$$M_t = -M \cdot k_8 \left[1 + \mu - (1 - \mu)\frac{1}{\rho^2}\right].$$

Кольцевая плита, загруженная опорными моментами ($\rho = 1$)

$$Q_r = 0; \quad A = 0; \quad k_9 = \frac{1}{1 - \beta^2}.$$





$$W = \frac{Ma^2}{2D} \frac{k_9}{1 + \mu}\left(1 - \rho^2 - 2\frac{1 + \mu}{1 - \mu}\beta^2 \ln\rho\right);$$

$$\varphi = \frac{Ma}{D} \cdot \frac{k_9}{1 + \mu}\left(\rho + \frac{1 + \mu}{1 - \mu}\beta^2 \frac{1}{\rho}\right);$$

$$M_r = M\beta^2 k_9 \left(\frac{1}{\beta^2} - \frac{1}{\rho^2}\right);$$

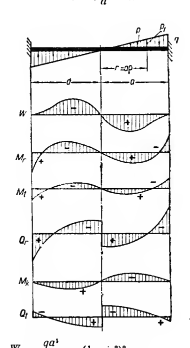
$$M_t = M\beta^2 k_9 \left(\frac{1}{\beta^2} + \frac{1}{\rho^2}\right).$$

Продолжение табл. 3 48

Круглая плита, загруженная кососимметричной нагрузкой

$$p = p_1 \frac{x}{r} = p_1 \cos\alpha;$$

$$p_1 = q\frac{r}{a} = q\rho.$$



$$W = \frac{qa^4}{192D} \cdot \frac{1}{3+\mu} \cdot \rho\,[7 + \mu - 2(5+\mu)\rho^2 + (3+\mu)\rho^4]\cos\alpha;$$

$$M_r = \frac{qa^2}{48}(5+\mu)\,\rho\,(1-\rho^2)\cos\alpha;$$

$$M_t = \frac{qa^2}{48} \cdot \frac{1}{3+\mu}\,\rho[(5+\mu)(1+3\mu) - (3+\mu)(1+5\mu)\rho^2]\cos\alpha;$$

$$M_k = -\frac{qa^2}{48} \cdot \frac{1-\mu}{3+\mu} \cdot \rho\,[5+\mu-(3+\mu)\,\rho^2]\sin\alpha;$$

$$Q_r = \frac{qa}{24} \cdot \frac{1}{3+\mu}\,[2(5+\mu) - 9(3+\mu)\,\rho^2]\cos\alpha;$$

$$Q_t = -\frac{qa}{24} \cdot \frac{1}{3+\mu}\,[2(5+\mu) - 3(3+\mu)\,\rho^2]\sin\alpha;$$

$$\varphi = -\frac{qa^3}{192D} \cdot \frac{1}{3+\mu}\,[7 + \mu - 6(5+\mu)\rho^2 + 5(3+\mu)\rho^4]\cos\alpha;$$

$$\psi = \frac{qa^3}{192D} \cdot \frac{1}{3+\mu}\,[7 + \mu - 2(5+\mu)\rho^2 + (3+\mu)\rho^4]\sin\alpha;$$

$$A = \frac{qa}{4}\cos\alpha;$$

$$W = \frac{qa^4}{192D} \cdot \rho\,(1-\rho^2)^2\cos\alpha;$$

$$M_r = \frac{qa^2}{48} \cdot \rho\,[3 + \mu - (5+\mu)\,\rho^5]\cos\alpha;$$

$$M_t = \frac{qa^2}{48} \cdot \rho\,[1 + 3\mu - (1+5\mu)\,\rho^2]\cos\alpha;$$

$$M_k = -\frac{qa^2}{48}(1-\mu)\,\rho\,(1-\rho^2)\sin\alpha;$$

$$Q_r = \frac{qa}{24}(2 - 9\rho^2)\cos\alpha;$$

$$Q_t = -\frac{qa}{24}(2 - 3\rho^2)\sin\alpha;$$

$$\varphi = -\frac{qa^3}{192D}(1 - 6\rho^2 + 5\rho^4)\cos\alpha;$$

$$\psi = \frac{qa^3}{192D}(1-\rho^2)^2\sin\alpha;$$

$$A = \frac{7}{24} \cdot qa \cdot \cos\alpha.$$

Продолжение табл. 3.48

Круглая консольная плита, загруженная равномерно распределенной нагрузкой

$$Q_r = -\frac{pa}{2}\rho \text{ (при } \rho \leqslant 1); \quad Q_r = \frac{pa}{2}\left(\frac{\beta^2}{\rho} - \rho\right) \text{ (при } \rho > 1);$$

$$k_{10} = 2(1-\mu) + (1+3\mu)\beta^2 - 4(1+\mu)\beta^2 \ln\beta;$$

$$k_{11} = 2(1-\mu) - (3+\mu)\beta^2 - 4(1+\mu)\beta^2 \ln\beta.$$

При $\rho \leqslant 1$

$$W = \frac{pa^4}{64D}\left[\frac{2k_{10}}{1+\mu}(1-\rho^2) - (1-\rho^4)\right];$$

$$M_r = \frac{pa^2}{16}\left[k_{10} - (3+\mu) + (3+\mu)(1-\rho^2)\right];$$

$$M_t = \frac{pa^2}{16}\left[k_{10} - (1+3\mu) + (1+3\mu)(1-\rho^2)\right].$$

При $\rho > 1$

$$W = \frac{pa^4}{64D}\left[\frac{2k_{11}}{1+\mu}(1-\rho^2) - (1-\rho^4) - 8\beta^2 \ln\rho - 8\beta^2\rho^2 \ln\rho\right];$$

$$M_r = \frac{pa^2}{16}\left[k_{10} - (3+\mu) + (3+\mu)(1-\rho^2) - 2(1-\mu)\beta^2\left(\frac{1}{\rho^2} - 1\right) + 4(1+\mu)\beta^2 \ln\rho\right];$$

$$M_t = \frac{pa^2}{16}\left[k_{10} - (1+3\mu) + (1+3\mu)(1-\rho^2) + 2(1-\mu)\beta^2\left(\frac{1}{\rho^2} - 1\right) + 4(1+\mu)\beta^2 \ln\rho\right].$$

Круглая консольная плита, загруженная нагрузкой, равномерно распределенной по консоли

$$Q_r = 0 \text{ (при } \rho \leqslant 1); \quad Q_r = \frac{pa}{2}\left(\frac{\beta^2}{\rho} - \rho\right) = \Phi_3 pa \text{ (при } \rho > 1) \quad A = \frac{pa}{2}(\beta^2 - 1);$$

$$k_{12} = \frac{1}{\beta^2}\left[(1-\mu) + 4\mu\beta^2 - (1+3\mu)\beta^4 + 4(1+\mu)\beta^4 \ln\beta\right]$$

$$k_{13} = \frac{1}{\beta^2}\left[(1-\mu)(1-2\beta^2) + (3+\mu)\beta^4 + 4(1+\mu)\beta^4 \ln\beta\right].$$

При $\rho \leqslant 1$

$$W = -\frac{pa^4}{32D(1+\mu)} k_{12}(1-\rho^2);$$

$$M_r = -\frac{pa^2}{16} \cdot k_{12} = \Phi_1 pa^2;$$

$$M_t = -\frac{pa^2}{16} k_{12} = \Phi_2 pa^2;$$

При $\rho > 1$

$$W = -\frac{pa^4}{64D(1+\mu)}\left[2k_{13}(1-\rho^2) + (1+\mu)(1-\rho^4) + 4(1+\mu)(2\beta^2-1)\ln\rho + 8(1+\mu)\beta^2\rho^2 \ln\rho\right];$$

$$M_r = -\frac{pa^2}{16}\left[k_{12} - (3+\mu)(1-\rho^2) + (1-\mu)(2\beta^2-1)\left(\frac{1}{\rho^2} - 1\right) - 4(1+\mu)\beta^2 \ln\rho\right] = \Phi_1 pa^2;$$

$$M_t = -\frac{pa^2}{16}\left[k_{12} - (1+3\mu)(1-\rho^2) + (1-\mu)(2\beta^2-1)\left(\frac{1}{\rho^2} - 1\right) - 4(1+\mu)\beta^2 \ln\rho\right] = \Phi_2 pa^2.$$

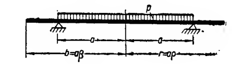
Значения функций Φ_1; Φ_2; Φ_3 см. в табл. 3.56.

Продолжение табл. 3.48

Круглая консольная плита, загруженная в центральной части равномерно распределенной нагрузкой

$$Q_r = -\frac{pa}{2}\rho = \Phi_3 pa \text{ (при } \rho \leqslant 1); \quad Q_r = 0 \text{ (при } \rho > 1); \quad A = -\frac{pa}{2};$$

$$k_{14} = \frac{1-\mu}{\beta^2} + 2(1+\mu).$$



При $\rho \leqslant 1$

$$W = \frac{pa^4}{64D}\left[2\frac{k_{14}}{1+\mu}(1-\rho^2) - (1-\rho^4)\right];$$

$$M_r = \frac{pa^2}{16}[k_{14} - (3+\mu) + (3+\mu)(1-\rho^2)] = \Phi_1 pa^2;$$

$$M_t = \frac{pa^2}{16}[k_{14} - (1+3\mu) + (1+3\mu)(1-\rho^2)] = \Phi_2 pa^2;$$

При $\rho > 1$

$$W = \frac{pa^4}{32D}\left[\frac{1-\mu}{1+\mu}\cdot\frac{1}{\beta^2}(1-\rho^2) - 2\ln\rho\right];$$

$$M_r = -\frac{pa^2}{16}(1-\mu)\left[\frac{\beta^2-1}{\beta^2} + \left(\frac{1}{\rho^2}-1\right)\right] = \Phi_1 pa^2;$$

$$M_t = -\frac{pa^2}{16}(1-\mu)\left[-\frac{\beta^2+1}{\beta^2} - \left(\frac{1}{\rho^2}-1\right)\right] = \Phi_2 pa^2.$$

Значения функций Φ_1; Φ_2 и Φ_3 см. в табл. 3.57.

Круглая консольная плита, загруженная нагрузкой, распределенной по окружности $\rho = \beta$

$$Q_r = 0 \text{ (при } \rho \leqslant 1); \quad Q_r = P\frac{\beta}{\rho} \text{ (при } \rho > 1); \quad A = P\beta;$$

$$k_{15} = (1-\mu)\left(\beta - \frac{1}{\beta}\right) + 2(1+\mu)\beta\ln\beta.$$

При $\rho \leqslant 1$

$$W = -\frac{Pa^3}{8D}\frac{k_{15}}{1+\mu}(1-\rho^2);$$

$$M_r = M_t = -\frac{Pa}{4}k_{15}.$$

При $\rho > 1$

$$W = \frac{Pa^3}{8D}\left[-\left(\frac{k_{15}}{1+\mu} + 2\beta\right)(1-\rho^2) - 2\beta\ln\rho - 2\beta\rho^2\ln\rho\right];$$

$$M_r = -\frac{Pa}{4}\left[k_{15} + (1-\mu)\beta\left(\frac{1}{\rho^2}-1\right) - 2(1+\mu)\beta\ln\rho\right];$$

$$M_t = -\frac{Pa}{4}\left[k_{15} - (1-\mu)\beta\left(\frac{1}{\rho^2}-1\right) - 2(1+\mu)\beta\ln\rho\right].$$

Продолжение табл. 3.48

Круглая консольная плита, загруженная сосредоточенной в центре силой

$$Q_r = -\frac{P}{2\pi a\rho}\ (\text{при } \rho \leqslant 1);\ Q_r = 0\ (\text{при } \rho > 1);\ A = -\frac{P}{2\pi a};$$

$$k_{16} = 2(1+\mu)\beta^2.$$

При $\rho \leqslant 1$

$$W = -\frac{Pa^2}{8\pi D}\left[\left(\frac{1-\mu}{k_{16}}+1\right)(1-\rho^2)+\rho^2\ln\rho\right];$$

$$M_r = -\frac{P}{8\pi\beta^2}\left[(1-\mu)(\beta^2-1)+k_{16}\ln\rho\right];$$

$$M_t = -\frac{P}{8\pi\beta^2}\left[-(1-\mu)(\beta^2+1)+k_{16}\ln\rho\right].$$

При $\rho > 1$

$$W = \frac{Pa^2}{8\pi D}\left[\frac{1-\mu}{k_{16}}(1-\rho^2)+\ln\rho\right];$$

$$M_r = -\frac{P}{8\pi\beta^2}(1-\mu)\left[(\beta^2-1)+\beta^2\left(\frac{1}{\rho^2}-1\right)\right];$$

$$M_t = -\frac{P}{8\pi\beta^2}(1-\mu)\left[-(\beta^2+1)-\beta^2\left(\frac{1}{\rho^2}-1\right)\right].$$

Круглая консольная плита, загруженная моментами на свободном крае консоли

$$Q_r = 0$$

$$W = \frac{Ma^2}{2D(1+\mu)}(1-\rho^2); \qquad M_r = M_t = M.$$

Круглая консольная плита, загруженная моментами на опоре

$$Q_r = 0;$$

$$k_{17} = \frac{1-\mu}{\beta^2};$$

$$k_{18} = (1+\mu)+k_{17}.$$

При $\rho \leqslant 1$

$$W = \frac{Ma^2}{4D}\frac{k_{18}}{1+\mu}(1-\rho^2);$$

$$M_r = M_t = \frac{M}{2}k_{18}.$$

При $\rho > 1$

$$W = \frac{Ma^2}{4D}\left[\frac{k_{17}}{1+\mu}(1-\rho^2)-2\ln\rho\right];$$

$$M_r = \frac{M}{2}(1-\mu)\left[\left(\frac{1}{\beta^2}-1\right)-\left(\frac{1}{\rho^2}-1\right)\right];$$

$$M_t = \frac{M}{2}(1-\mu)\left[\left(\frac{1}{\beta^2}+1\right)+\left(\frac{1}{\rho^2}-1\right)\right].$$

Таблица 3.49

Вспомогательные величины для расчета круглых и кольцевых плит

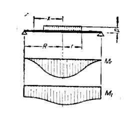
ρ	$1-\rho^2$	$1-\rho^4$	$\frac{1}{\rho^2}-1$	$\ln\rho$	$\rho^2\ln\rho$
0,0	1,00	1,0000	∞	— ∞	0,0000
0,1	0,99	0,9999	99,0000	— 2,3026	— 0,0230
0,2	0,96	0,9984	24,0000	— 1,6094	— 0,0644
0,3	0,91	0,9919	10,1111	— 1,2040	— 0,1084
0,4	0,84	0,9744	5,2500	— 0,9163	— 0,1556
0,5	0,75	0,9375	3,0000	— 0,6931	— 0,1733
0,6	0,64	0,8704	1,7778	— 0,5108	— 0,1839
0,7	0,51	0,7599	1,0408	— 0,3567	— 0,1748
0,8	0,36	0,5904	0,5625	— 0,2231	— 0,1428
0,9	0,19	0,3439	0,2346	— 0,1053	— 0,0853
1,0	0,00	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
1,1	— 0,21	— 0,4641	— 0,1736	0,0953	0,1153
1,2	— 0,44	— 1,0736	— 0,3056	0,1823	0,2625
1,3	— 0,69	— 1,8561	— 0,4083	0,2624	0,4434
1,4	— 0,96	— 2,8416	— 0,4898	0,3365	0,6595
1,5	— 1, 5	— 4,0625	— 0,5556	0,4055	0,9123
1,6	— 1,56	— 5,5536	— 0,6094	0,4700	1,2032
1,7	— 1,89	— 7,3521	— 0,6540	0,5306	1,5335
1,8	— 2,24	— 9,4976	— 0,6914	0,5878	1,9044
1,9	— 2,61	—12,0321	— 0,7230	0,6419	2,3171
2,0	— 3,00	— 15,0000	— 0,7500	0,6931	2,7726
2,1	— 3,41	— 18,4481	— 0,7732	0,7419	3,2719
2,2	— 3,84	— 22,4256	— 0,7934	0,7885	3,8161
2,3	— 4,29	— 26,9841	— 0,8110	0,8329	4,4061
2,4	— 4,76	— 32,1776	— 0,8264	0,8755	5,0427
2,5	— 5,25	— 38,0625	— 0,8400	0,9163	5,7268

Данные для расчета круглых, кольцевых и консольных плит приведены в табл. 3.50—3.57. Таблицы являются дополнением к приведенным в табл. 3.48 формулам для расчета круглых и кольцевых плит.

Коэффициент Пуассона μ в табл. 3.50—3.57 принят равным нулю.

Таблица 3.50

Круглая плита, загруженная равномерно распределенной нагрузкой

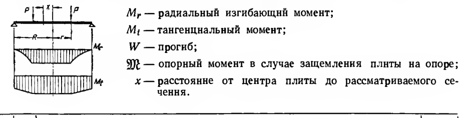


M_r — радиальный изгибающий момент;
M_t — тангенциальный момент;
W — прогиб;
$\mathfrak{M}$ — опорный момент в случае защемления плиты на опоре;
x — расстояние от центра плиты до рассматриваемого сечения.

	x/R	r/R											Множитель
		0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	
M_r	0,0	—	0,8250	0,6499	0,5454	0,4691	0,4077	0,3552	0,3085	0,2658	0,2257	0,1875	pr^2
	0,1	0,5756	0,6375	0,6030	0,5245	0,4574	0,4002	0,3500	0,3047	0,2629	0,2234	0,1856	
	0,2	0,4024	0,4174	0,4624	0,4620	0,4222	0,3777	0,3344	0,2932	0,2541	0,2165	0,1800	
	0,3	0,3010	0,3073	0,3263	0,3579	0,3636	0,3402	0,3083	0,2741	0,2394	0,2049	0,1706	
	0,4	0,2291	0,2324	0,2422	0,2586	0,2816	0,2877	0,2719	0,2473	0,2189	0,1887	0,1575	
	0,5	0,1733	0,1752	0,1808	0,1902	0,2033	0,2202	0,2250	0,2129	0,1925	0,1678	0,1406	
	0,6	0,1271	0,1288	0,1321	0,1377	0,1455	0,1555	0,1677	0,1708	0,1603	0,1424	0,1200	
	0,7	0,0892	0,0898	0,0918	0,0950	0,0996	0,1054	0,1126	0,1310	0,1222	0,1123	0,0956	
	0,8	0,0558	0,0561	0,0572	0,0589	0,0614	0,0646	0,0684	0,0730	0,0783	0,0776	0,0675	
	0,9	0,0263	0,0265	0,0269	0,0277	0,0287	0,0300	0,0316	0,0335	0,0357	0,0382	0,0356	
	1,0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	
M_t	0,0	—	0,8250	0,6499	0,5454	0,4691	0,4077	0,3552	0,3085	0,2658	0,2257	0,1875	pr^2
	0,1	0,8256	0,7625	0,6342	0,5384	0,4652	0,4052	0,3535	0,3073	0,2648	0,2249	0,1869	
	0,2	0,6524	0,6361	0,5874	0,5176	0,4534	0,3977	0,3483	0,3034	0,2619	0,2226	0,1850	
	0,3	0,5510	0,5434	0,5207	0,4829	0,4339	0,3852	0,3396	0,2971	0,2570	0,2188	0,1819	
	0,4	0,4791	0,4745	0,4609	0,4383	0,4066	0,3677	0,3274	0,2881	0,2502	0,2134	0,1775	
	0,5	0,4233	0,4202	0,4108	0,3952	0,3733	0,3452	0,3118	0,2767	0,2414	0,2064	0,1719	
	0,6	0,3771	0,3753	0,3683	0,3565	0,3399	0,3187	0,2927	0,2626	0,2306	0,1979	0,1650	
	0,7	0,3392	0,3373	0,3316	0,3221	0,3088	0,2917	0,2707	0,2460	0,2179	0,1879	0,1569	
	0,8	0,3058	0,3042	0,2994	0,2914	0,2802	0,2658	0,2481	0,2273	0,2033	0,1763	0,1475	
	0,9	0,2763	0,2749	0,2708	0,2638	0,2540	0,2414	0,2261	0,2079	0,1870	0,1632	0,1369	
	1,0	0,2500	0,2487	0,2450	0,2387	0,2300	0,2187	0,2050	0,1887	0,1700	0,1487	0,1250	
W	0,0	0,1875	0,1850	0,1791	0,1709	0,1608	0,1493	0,1366	0,1230	0,1086	0,0936	0,0781	$\frac{pR^2r^2}{EI}$
	0,1	0,1827	0,1810	0,1759	0,1682	0,1585	0,1473	0,1349	0,1214	0,1072	0,0924	0,0772	
	0,2	0,1719	0,1706	0,1667	0,1602	0,1516	0,1413	0,1296	0,1169	0,1033	0,0891	0,0744	
	0,3	0,1571	0,1560	0,1529	0,1477	0,1405	0,1315	0,1210	0,1094	0,0968	0,0836	0,0688	
	0,4	0,1392	0,1383	0,1358	0,1317	0,1258	0,1183	0,1093	0,0991	0,0879	0,0760	0,0635	
	0,5	0,1190	0,1183	0,1163	0,1130	0,1083	0,1023	0,0941	0,0864	0,0769	0,0666	0,0557	
	0,6	0,0970	0,0965	0,0949	0,0923	0,0887	0,0840	0,0783	0,0716	0,0639	0,0554	0,0464	
	0,7	0,0738	0,0734	0,0722	0,0703	0,0677	0,0642	0,0600	0,0550	0,0493	0,0429	0,0359	
	0,8	0,0496	0,0494	0,0486	0,0474	0,0456	0,0433	0,0406	0,0373	0,0335	0,0292	0,0245	
	0,9	0,0250	0,0248	0,0244	0,0238	0,0229	0,0218	0,0204	0,0188	0,0169	0,0148	0,0124	
	1,0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	
$\mathfrak{M}$	1,0	0,2500	0,2487	0,2450	0,2387	0,2300	0,2187	0,2050	0,1887	0,1700	0,1487	0,1250	$-pr^2$

Таблица 3.51

Круглая плита, загруженная нагрузкой, распределенной по линии окружности

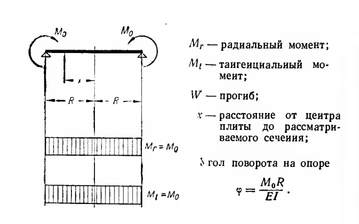


M_r — радиальный изгибающий момент;
M_t — тангенциальный момент;
W — прогиб;
$\mathfrak{M}$ — опорный момент в случае защемления плиты на опоре;
x — расстояние от центра плиты до рассматриваемого сечения.

	x/R	r/R											Множитель
		0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	
M_r	0,0	—	1,3988	1,0447	0,8295	0,6681	0,5341	0,4154	0,3058	0,2016	0,1002	0,0000	Pr
	0,1	1,1513	1,3988	1,0447	0,8295	0,6681	0,5341	0,4154	0,3058	0,2016	0,1002	0,0000	
	0,2	0,8047	0,8647	1,0447	0,8295	0,6681	0,5341	0,4154	0,3058	0,2016	0,1002	0,0000	
	0,3	0,6020	0,6272	0,7030	0,8295	0,6681	0,5341	0,4154	0,3058	0,2016	0,1002	0,0000	
	0,4	0,4581	0,4713	0,5106	0,5763	0,6681	0,5341	0,4154	0,3058	0,2016	0,1002	0,0000	
	0,5	0,3466	0,3541	0,3766	0,4141	0,4666	0,5341	0,4154	0,3058	0,2016	0,1002	0,0000	
	0,6	0,2554	0,2599	0,2732	0,2954	0,3265	0,3665	0,4154	0,3058	0,2016	0,1002	0,0000	
	0,7	0,1783	0,1809	0,1887	0,2018	0,2200	0,2434	0,2720	0,3058	0,2016	0,1002	0,0000	
	0,8	0,1116	0,1130	0,1172	0,1242	0,1341	0,1467	0,1622	0,1805	0,2016	0,1002	0,0000	
	0,9	0,0527	0,0533	0,0550	0,0580	0,0621	0,0673	0,0738	0,0814	0,0908	0,1002	0,0000	
	1,0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	
M_t	0,0	—	1,3988	1,0447	0,8295	0,6681	0,5341	0,4154	0,3058	0,2016	0,1002	0,0000	Pr
	0,1	1,6513	1,3988	1,0447	0,8295	0,6681	0,5341	0,4154	0,3058	0,2016	0,1002	0,0000	
	0,2	1,3047	1,2397	1,0447	0,8295	0,6681	0,5341	0,4154	0,3058	0,2016	0,1002	0,0000	
	0,3	1,1020	1,0717	0,9810	0,8295	0,6681	0,5341	0,4154	0,3058	0,2016	0,1002	0,0000	
	0,4	0,9581	0,9400	0,8856	0,7950	0,6681	0,5341	0,4154	0,3058	0,2016	0,1002	0,0000	
	0,5	0,8466	0,8341	0,7966	0,7341	0,6466	0,5341	0,4154	0,3058	0,2016	0,1002	0,0000	
	0,6	0,7554	0,7460	0,7176	0,6704	0,6043	0,5193	0,4154	0,3058	0,2016	0,1002	0,0000	
	0,7	0,6783	0,6707	0,6479	0,6099	0,5567	0,4883	0,4047	0,3058	0,2016	0,1002	0,0000	
	0,8	0,6116	0,6052	0,5859	0,5539	0,5091	0,4514	0,3869	0,2977	0,2016	0,1002	0,0000	
	0,9	0,5528	0,5471	0,5303	0,5024	0,4633	0,4130	0,3516	0,2789	0,1951	0,1002	0,0000	
	1,0	0,5000	0,4950	0,4800	0,4550	0,4200	0,3750	0,3200	0,2550	0,1800	0,0950	0,0000	
W	0,0	0,3750	0,3655	0,3439	0,3142	0,2783	0,2379	0,1940	0,1476	0,0993	0,0499	0,0000	$\frac{PR^2r}{EI}$
	0,1	0,3655	0,3585	0,3387	0,3090	0,2750	0,2353	0,1919	0,1460	0,0983	0,0494	0,0000	
	0,2	0,3439	0,3387	0,3230	0,2976	0,2650	0,2272	0,1857	0,1414	0,0953	0,0479	0,0000	
	0,3	0,3142	0,3100	0,2976	0,2768	0,2483	0,2139	0,1753	0,1338	0,0902	0,0454	0,0000	
	0,4	0,2783	0,2750	0,2650	0,2483	0,2249	0,1952	0,1608	0,1231	0,0832	0,0419	0,0000	
	0,5	0,2379	0,2353	0,2272	0,2139	0,1952	0,1712	0,1421	0,1093	0,0741	0,0374	0,0000	
	0,6	0,1940	0,1919	0,1857	0,1753	0,1608	0,1421	0,1192	0,0925	0,0630	0,0319	0,0000	
	0,7	0,1476	0,1460	0,1414	0,1338	0,1231	0,1093	0,0925	0,0726	0,0499	0,0254	0,0000	
	0,8	0,0993	0,0983	0,0953	0,0902	0,0832	0,0741	0,0630	0,0499	0,0348	0,0178	0,0000	
	0,9	0,0499	0,0494	0,0479	0,0454	0,0419	0,0374	0,0319	0,0254	0,0178	0,0093	0,0000	
	1,0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	
$\mathfrak{M}$	1,0	0,5000	0,4950	0,4800	0,4550	0,4200	0,3750	0,3200	0,2550	0,1800	0,0950	0,0000	$-Pr$

Таблица 3.52

Круглая плита, загруженная моментами на опоре



M_r — радиальный момент;

M_t — тангенциальный момент;

W — прогиб;

x — расстояние от центра плиты до рассматриваемого сечения;

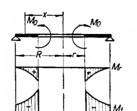
Угол поворота на опоре

$$\varphi = \frac{M_0 R}{EI}.$$

x/R	W
0,0	0,500
0,1	0,495
0,2	0,480
0,3	0,455
0,4	0,420
0,5	0,375
0,6	0,320
0,7	0,255
0,8	0,180
0,9	0,095
1,0	0,000
Множитель	$\frac{M_0 R^2}{EI}$

Таблица 3.53

Кольцевая плита, загруженная моментами, распределенными по внутреннему контуру

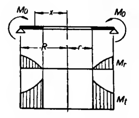


M_r — радиальный изгибающий момент;
M_t — тангенциальный момент;
W — прогиб;
𝔐 — опорный момент в случае защемления плиты на опоре;
x — расстояние от центра плиты до рассматриваемого сечения.

	x/R	r/R 0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	Множитель
M_r	0,0	—											M_0
	0,1	0,0000	1,0000										
	0,2	0,0000	0,2424	1,0000									
	0,3	0,0000	0,1021	0,4213	1,0000								
	0,4	0,0000	0,0530	0,2187	0,5192	1,0000							
	0,5	0,0000	0,0303	0,1250	0,2967	0,5714	1,0000						
	0,6	0,0000	0,0180	0,0741	0,1758	0,3386	0,5926	1,0000					
	0,7	0,0000	0,0105	0,0434	0,1029	0,1983	0,3468	0,5855	1,0000				
	0,8	0,0000	0,0057	0,0234	0,0556	0,1071	0,1875	0,3164	0,5404	1,0000			
	0,9	0,0000	0,0024	0,0098	0,0232	0,0447	0,0782	0,1319	0,2254	0,5278	1,0000		
	1,0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	
M_t	0,0	—											$-M_0$
	0,1	0,0000	1,0202										
	0,2	0,0000	0,2626	1,0833									
	0,3	0,0000	0,1223	0,5046	1,1978								
	0,4	0,0000	0,0732	0,3021	0,7170	1,3810							
	0,5	0,0000	0,0505	0,2083	0,4945	0,9524	1,6667						
	0,6	0,0000	0,0382	0,1574	0,3736	0,7196	1,2593	2,1250					
	0,7	0,0000	0,0307	0,1267	0,3007	0,5792	1,0136	1,7105	2,9216				
	0,8	0,0000	0,0259	0,1068	0,2534	0,4881	0,8542	1,4414	2,4620	4,5554			
	0,9	0,0000	0,0226	0,0931	0,2210	0,4256	0,7449	1,2569	2,1469	3,9724	9,5262		
	1,0	0,0000	0,0202	0,0833	0,1978	0,3810	0,6667	1,1250	1,9216	3,5554	8,5262	0,0000	
W	0,0	—											$-\frac{M_0R^2}{EI}$
	0,1	0,0000	0,0283										
	0,2	0,0000	0,0211	0,0871									
	0,3	0,0000	0,0168	0,0691	0,1641								
	0,4	0,0000	0,0135	0,0557	0,1322	0,2545							
	0,5	0,0000	0,0108	0,0445	0,1056	0,2035	0,3560						
	0,6	0,0000	0,0084	0,0346	0,0822	0,1583	0,2769	0,4673					
	0,7	0,0000	0,0062	0,0255	0,0605	0,1165	0,2039	0,3441	0,5877				
	0,8	0,0000	0,0041	0,0168	0,0399	0,0768	0,1344	0,2268	0,3873	0,7167			
	0,9	0,0000	0,0020	0,0083	0,0198	0,0382	0,0668	0,1127	0,1925	0,3562	0,8542		
	1,0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	
𝔐	1,0	—	0,0202	0,0833	0,1978	0,3810	0,6667	1,1250	1,9216	3,5554	8,5262	—	M_0

Таблица 3.54

Кольцевая плита, загруженная моментами на опоре



M_r — радиальный изгибающий момент;

M_t — тангенциальный момент;

W — прогиб;

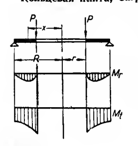
φ — радиальный угол поворота на опоре;

x — расстояние от центра плиты, до рассматриваемого сечения.

	x/R	r/R											Множитель
		0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	
M_r	0,0	1,0000											M_0
	0,1	1,0000	0,0000										
	0,2	1,0000	0,7576	0,0000									
	0,3	1,0000	0,8979	0,5787	0,0000								
	0,4	1,0000	0,9470	0,7812	0,4806	0,0000							
	0,5	1,0000	0,9697	0,8750	0,7033	0,4286	0,0000						
	0,6	1,0000	0,9820	0,9259	0,8242	0,6614	0,4074	0,0000					
	0,7	1,0000	0,9895	0,9566	0,8971	0,8017	0,6531	0,4145	0,0000				
	0,8	1,0000	0,9943	0,9766	0,9444	0,8929	0,8125	0,6836	0,4596	0,0000			
	0,9	1,0000	0,9976	0,9902	0,9768	0,9553	0,9218	0,8681	0,7746	0,5830	0,0000		
	1,0	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	
M_t	0,0												M_0
	0,1	1,0000	2,0202										
	0,2	1,0000	1,2626	2,0833									
	0,3	1,0000	1,1223	1,5046	2,1978								
	0,4	1,0000	1,0732	1,3021	1,7170	2,3810							
	0,5	1,0000	1,0505	1,2083	1,4945	1,9524	2,6667						
	0,6	1,0000	1,0382	1,1574	1,3736	1,7196	2,2593	3,1250					
	0,7	1,0000	1,0307	1,1267	1,3007	1,5792	2,0136	2,7104	3,9216				
	0,8	1,0000	1,0259	1,1068	1,2534	1,4881	1,8542	2,4414	3,4620	5,5556			
	0,9	1,0000	1,0226	1,0931	1,2210	1,4256	1,7448	2,2569	3,1469	4,9726	10,5264		
	1,0	1,0000	1,0202	1,0833	1,1978	1,3810	1,6667	2,1250	2,9216	4,5556	9,5264	∞	
W	0,0	0,5000											$\frac{M_0R^2}{EI}$
	0,1	0,4950	0,5233										
	0,2	0,4800	0,4910	0,5566									
	0,3	0,4550	0,4718	0,5241	0,6191								
	0,4	0,4200	0,4335	0,4757	0,5522	0,6746							
	0,5	0,3750	0,3858	0,4195	0,4806	0,5784	0,7310						
	0,6	0,3200	0,3284	0,3546	0,4022	0,4782	0,5969	0,7833					
	0,7	0,2550	0,2612	0,2805	0,3155	0,3715	0,4589	0,5960	0,8427				
	0,8	0,1800	0,1841	0,1968	0,2199	0,2568	0,3144	0,4047	0,5673	0,8967			
	0,9	0,0950	0,0970	0,1033	0,1148	0,1332	0,1618	0,2066	0,2875	0,4512	0,9492		
	1,0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	
φ	1,0	1,0000	1,0202	1,0833	1,1978	1,3810	1,6667	2,1250	2,9216	4,5556	9,5264	—	$\frac{M_0R}{EI}$

Таблица 3.55

Кольцевая плита, загруженная нагрузкой, распределенной по внутреннему контуру



M_r — радиальный изгибающий момент;

M_t — тангенциальный момент;

W — прогиб;

$\mathfrak{M}$ — опорный момент в случае защемления плиты на опоре;

x — расстояние от центра плиты до рассматриваемого сечения.

	x/R	r/R 0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	Множитель
M_r	0,0	—											Pr
	0,1	1,1513	0,0000										
	0,2	0,8047	0,5256	0,0000									
	0,3	0,6020	0,4844	0,2630	0,0000								
	0,4	0,4581	0,3971	0,2821	0,1456	0,0000							
	0,5	0,3466	0,3117	0,2460	0,1680	0,0848	0,0000						
	0,6	0,2554	0,2347	0,1958	0,1496	0,1003	0,0500	0,0000					
	0,7	0,1783	0,1662	0,1434	0,1164	0,0875	0,0581	0,2888	0,0000				
	0,8	0,1116	0,1050	0,0927	0,0781	0,0625	0,0466	0,0308	0,0152	0,0000			
	0,9	0,0527	0,0500	0,0448	0,0387	0,0322	0,0256	0,0190	0,0125	0,0061	0,0000		
	1,0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	
M_t	0,0	—											Pr
	0,1	1,6513	2,8259										
	0,2	1,3047	1,6071	2,1765									
	0,3	1,1020	1,2428	1,5081	1,8230								
	0,4	0,9581	1,0425	1,2012	1,3898	1,5908							
	0,5	0,8466	0,9047	1,0142	1,1442	1,2829	1,4242						
	0,6	0,7554	0,7993	0,8821	0,9803	1,0851	1,1918	1,2982					
	0,7	0,6783	0,7137	0,7803	0,8594	0,9437	1,0296	1,1152	1,1993				
	0,8	0,6116	0,6414	0,6975	0,7641	0,8352	0,9076	0,9797	1,0506	1,1199			
	0,9	0,5228	0,5787	0,6276	0,6857	0,7477	0,8108	0,8737	0,9355	0,9959	1,0546		
	1,0	0,5000	0,5233	0,5671	0,6191	0,6745	0,7310	0,7873	0,8427	0,8967	0,9492	1,0000	
W	0,0	0,3750											$\frac{PR^2r}{EI}$
	0,1	0,3655	0,3980										
	0,2	0,3439	0,3682	0,4140									
	0,3	0,3142	0,3334	0,3698	0,4129								
	0,4	0,2783	0,2939	0,3231	0,3579	0,3950							
	0,5	0,2379	0,2503	0,2737	0,3015	0,3311	0,3613						
	0,6	0,1940	0,2037	0,2219	0,2435	0,2665	0,2900	0,3134					
	0,7	0,1476	0,1547	0,1681	0,1840	0,2009	0,2183	0,2354	0,2524				
	0,8	0,0993	0,1040	0,1128	0,1233	0,1345	0,1459	0,1572	0,1684	0,1793			
	0,9	0,0499	0,0522	0,0566	0,0618	0,0674	0,0731	0,0787	0,0842	0,0897	0,0949		
	1,0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	
$\mathfrak{M}$	1,0	0,5000	0,5233	0,5671	0,6191	0,6745	0,7310	0,7873	0,8427	0,8967	0,9492	1,0000	$-Pr$

39 134

Таблица 3.56

Круглая консольная плита, загруженная равномерно распределенной нагрузкой на консоли

$M_r = \Phi_1 pa^2$;

$M_t = \Phi_2 pa^2$;

$Q_r = \Phi_3 pa$.

β	Сечения 1		2		3			4			5	
	Φ_1	Φ_2	Φ_1	Φ_2	Φ_1	Φ_2	Φ_3 справа	Φ_1	Φ_2	Φ_3	Φ_1	Φ_2
1,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1,1	—0,0049	—0,0049	—0,0049	—0,0049	—0,0049	—0,0049	0,105	—0,0016	—0,0042	0,05	0,00	—0,0037
1,2	—0,0194	—0,0194	—0,0194	—0,0194	—0,0194	—0,0194	0,220	—0,0040	—0,0160	0,105	0,00	—0,0136
1,3	—0,0432	—0,0432	—0,0432	—0,0432	—0,0432	—0,0432	0,345	—0,0084	—0,0353	0,160	0,00	—0,0294
1,4	—0,0769	—0,0769	—0,0769	—0,0769	—0,0769	—0,0769	0,480	—0,0141	—0,0600	0,215	0,00	—0,0495
1,5	—0,120	—0,120	—0,120	—0,120	—0,120	—0,120	0,625	—0,0198	—0,0925	0,275	0,00	—0,072
1,6	—0,173	—0,173	—0,173	—0,173	—0,173	—0,173	0,780	—0,0268	—0,129	0,335	0,00	—0,0988
1,7	—0,236	—0,236	—0,236	—0,236	—0,236	—0,236	0,945	—0,0336	—0,173	0,395	0,00	—0,128
1,8	—0,310	—0,310	—0,310	—0,310	—0,310	—0,310	1,120	—0,0416	—0,221	0,460	0,00	—0,161
1,9	—0,393	—0,393	—0,393	—0,393	—0,393	—0,393	1,305	—0,0443	—0,269	0,520	0,00	—0,197
2,0	—0,487	—0,487	—0,487	—0,487	—0,487	—0,487	1,500	—0,0593	—0,335	0,580	0,00	—0,234
2,1	—0,592	—0,592	—0,592	—0,592	—0,592	—0,592	1,705	—0,0788	—0,410	0,645	0,00	—0,274
2,2	—0,711	—0,711	—0,711	—0,711	—0,711	—0,711	1,920	—0,0810	—0,472	0,710	0,00	—0,317

В сечениях 1, 2 и 3 слева поперечная снла равна нулю.

Таблица 3.57

Круглая консольная плита, загруженная равномерно распределенной нагрузкой в центре плиты

$M_r = \Phi_1 pa^2;$

$M_t = \Phi_2 pa^2;$

$Q_r = \Phi_3 pa.$

β	Сечения											
	1		2			3			4		5	
	Φ_1	Φ_2	Φ_1	Φ_2	Φ_3	Φ_1	Φ_2	Φ_3 слева	Φ_1	Φ_2	Φ_1	Φ_2
1,0	0,198	0,198	0,148	0,175	—0,25	0,00	0,104	—0,50	0,00	0,104	0,00	0,104
1,1	0,189	0,189	0,140	0,166	—0,25	—0,0090	0,0953	—0,50	—0,0042	0,0902	0,00	0,0860
1,2	0,182	0,182	0,132	0,159	—0,25	—0,0157	0,0883	—0,50	—0,0068	0,0790	0,00	0,0724
1,3	0,176	0,176	0,127	0,153	—0,25	—0,0217	0,0823	—0,50	—0,0085	0,0699	0,00	0,0614
1,4	0,172	0,172	0,123	0,149	—0,25	—0,0255	0,0783	—0,50	—0,0098	0,0631	0,00	0,0532
1,5	0,169	0,169	0,120	0,146	—0,25	—0,0287	0,0753	—0,50	—0,0102	0,0564	0,00	0,0463
1,6	0,166	0,166	0,117	0,143	—0,25	—0,0317	0,0723	—0,50	—0,0104	0,0510	0,00	0,0406
1,7	0,164	0,164	0,115	0,141	—0,25	—0,0338	0,0703	—0,50	—0,0106	0,0466	0,00	0,0361
1,8	0,162	0,162	0,113	0,139	—0,25	—0,0358	0,0683	—0,50	—0,0105	0,0427	0,00	0,0322
1,9	0,160	0,160	0,111	0,137	—0,25	—0,0377	0,0663	—0,50	—0,0103	0,0391	0,00	0,0288
2,0	0,159	0,159	0,109	0,136	—0,25	—0,0389	0,0653	—0,50	—0,0101	0,0361	0,00	0,0260
2,1	0,157	0,157	0,108	0,134	—0,25	—0,0407	0,0633	—0,50	—0,0096	0,0330	0,00	0,0234
2,2	0,156	0,156	0,107	0,133	—0,25	—0,0410	0,0630	—0,50	—0,0095	0,0309	0,00	0,0214

В сечениях 3 справа, 4 и 5 поперечная сила равна нулю.

ПЛИТЫ РАЗЛИЧНОЙ КОНФИГУРАЦИИ

Расчет по упругой стадии эллиптических, овальных, секторных и многоугольных плит может быть произведен по табл. 3.58—3.61.

Усилия в эллиптических и секторных плитах (за исключением полукруглой, заделанной по контуру) вычислены при коэффициенте Пуассона $\mu = 0{,}3$.

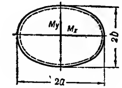
Для эллиптической и секторной плит приведены результаты решений Б. Г. Галеркина.

Для овальной, пятиугольной и шестиугольной плиты приведены данные, полученные С. Г. Овакимян.

Для полукруглой заделанной по контуру плиты приведены данные, полученные О. М. Сапонджян.

Таблица 3.58

Свободно опертая эллиптическая плита, загруженная равномерно распределенной нагрузкой p

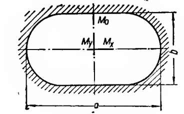


$$M_x = \alpha_x P = \varphi_x p b^2;$$
$$M_y = \alpha_y P = \varphi_y p b^2;$$
$$P = \pi a b p.$$

Коэффициенты	a/b						
	1.0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	2,0
α_x	0,0656	0,0623	0,0581	0,0547	0,0507	0,0472	0,0335
α_y	0,0656	0,0681	0,0693	0,0691	0,0689	0,0682	0,0603
φ_x	0,2060	0,2150	0,2190	0,2230	0,2230	0,2220	0,2100
φ_y	0,2060	0,2350	0,2610	0,2620	0,3030	0,3210	0,3790

Таблица 3.59

Овальная плита, защемленная по контуру, загруженная равномерно распределенной нагрузкой p



W — прогиб в центре плиты

a/b	M_x	M_y	M_0	W
4/3	0,011317(1 + μ)—0,006702(1—μ)	0,011317(1+μ)+0,006702(1—μ)	—0,033852	0,000534
3/2	0,009561(1 + μ)—0,004263(1—μ)	0,009561(1+μ)+0,004263(1—μ)	—0,031620	0,000400
2	0,005502(1 + μ)—0,003463(1—μ)	0,005502(1+μ)+0,003463(1—μ)	—0,020984	0,000156
Множитель	pa^2	pa^2	pa^2	$\frac{pa^4}{D}$

Таблица 3.60



Секторные плиты, загруженные равномерно распределенной нагрузкой p

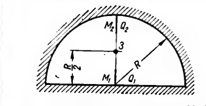
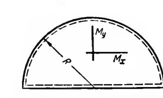
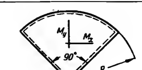
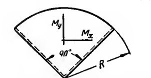
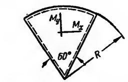
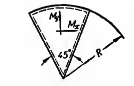
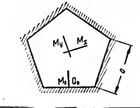
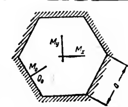
 $M_1 = -0{,}0731 pR^2$; $Q_1 = -0{,}491 pR$; $M_2 = -0{,}0584 pR^2$; $Q_2 = -0{,}4123 pR$; $W_3 = 0{,}002021 \frac{pR^4}{D}$.	 $M_x = 0{,}0515 pR^2 = 0{,}0328P$; $M_y = 0{,}0868 pR^2 = 0{,}0552P$; $P = \frac{\pi R^2}{2} p$.
 $M_x = 0{,}0353 pR^2 = 0{,}0450P$; $M_y = 0{,}0381 pR^2 = 0{,}0486P$; $P = \frac{\pi R^2}{4} p$.	 $M_x = 0{,}1430 pR^2 = 0{,}1824P$; $M_y = -0{,}1260 pR^2 = 0{,}1608P$; $P = \frac{\pi R^2}{4} p$.
 $M_x = 0{,}0255 pR^2 = 0{,}0487P$; $M_y = 0{,}0243 pR^2 = 0{,}0464P$; $P = \frac{\pi R^2}{6} p$.	 $M_x = 0{,}0183 pR^2 = 0{,}0466P$; $M_y = 0{,}0161 pR^2 = 0{,}0411P$; $P = \frac{\pi R^2}{8} p$.

Таблица 3.61

Многоугольные плиты, защемленные по контуру и загруженные равномерно распределенной нагрузкой p

	$M_x = M_y = 0{,}032150\,(1 + \mu)\, pa^2$; $W = 0{,}004171 \frac{pa^4}{D}$; $M_0 = -0{,}109389 pa^2$; $Q_0 = 0{,}95527 pa$.
	$M_x = M_y = 0{,}049835\,(1 + \mu)\, pa^2$; $W = 0{,}009979 \frac{pa^4}{D}$; $M_0 = -0{,}153484 pa^2$; $Q_0 = 1{,}337428 pa$.

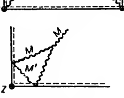
ПЛИТЫ, ОПЕРТЫЕ ПО КОНТУРУ [1]
(Расчет по методу предельного равновесия)

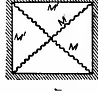
Ниже приведены краткие теоретические пояснения, таблицы и формулы для расчета по методу предельного равновесия плит различной формы (прямоугольные, треугольные, трапецоидальные, круглые, кольцевые и др.), опертых по контуру и загруженных равномерной или сосредоточенной нагрузкой.

В железобетонных плитах, работающих на изгиб, уже в ранних стадиях нагружения в растянутой зоне появляются трещины.

По мере возрастания нагрузки число трещин увеличивается, размеры их становятся значительными, а в наиболее напряженных участках плиты напряжение в арматуре достигает предела текучести (имеются в виду конструкции с арматурой, имеющей площадку текучести). Текучесть постепенно распространяется на все стержни и в предельном состоянии плита расчленяется на отдельные жесткие диски, связанные вдоль линий соприкасания пластическими шарнирами.

Пластические шарниры вдоль линий соприкасания отдельных дисков плиты называются **линиями разрушения**, образуемая ими фигура — **схемой разрушения**, а точки перелома линий разрушения — **центрами разрушения**. Изгибающий момент на единицу длины (1 *пог. м*) линии разрушения называется **погонным предельным моментом** (что является расчетной несущей способностью 1 *пог. м* сечения плиты).





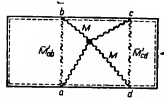


Рис. 3.6. Схемы образования пластических шарниров в плитах, опертых по контуру.

Положительный разрушающий момент соответствует раскрытию трещин на нижней поверхности плиты, а отрицательный — на верхней поверхности. Положительному разрушающему моменту M соответствует положительная линия разрушения, отрицательному моменту M' или $\overline{M}'$ — отрицательная линия разрушения (рис. 3.6).

Схема разрушения плиты определяется расположением опор и видом нагрузки; погонный разрушающий момент — толщиной плиты, количеством арматуры и прочностными характеристиками материалов.

Равноармированными названы плиты, у которых погонные предельные моменты для любого сечения одинаковы и арматура расположена так, чтобы предельные моменты в двух взаимно перпендикулярных направлениях были равны (рис. 3.7). В прямоугольных плитах стержни арматуры целесообразно укладывать параллельно сторонам плиты, а в круглых использовать кольцевую и радиальную арматуру.

В углу, образованном двумя свободно опертыми краями, линия разрушения между дисками I и II (рис. 3.8,*а*) должна начинаться в точке

[1] Материалы составлены канд. техн. наук А. М. Дубинским.

пересечения осей их вращения. Однако это имеет место лишь при определенных условиях. Если угол не закреплен, то в результате действия поперечных сил и крутящих моментов он, как известно, приподнимается (рис. 3.8,*б*). Линия разрушения разветвляется, образуя новый

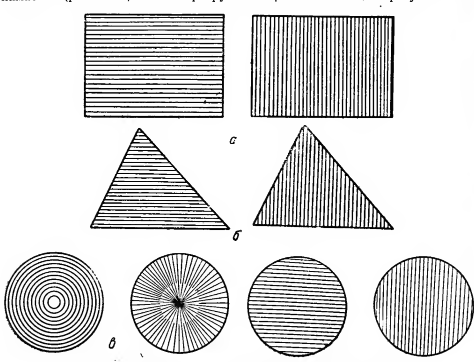


Рис. 3.7. Расположение взаимно перпендикулярных стержней нижней сетки в равноармированных плитах:
а — прямоугольные; *б* — треугольные; *в* — круглые.

угловой элемент *III*. Ось вращения углового элемента проходит через концевые точки линии разрушения и ограничивает приподнимающуюся часть *IV*, которая отделяется от опоры и вращается вокруг оси *ab*.

Заанкеривание приподнимающейся части в опоре (рис. 3.8,*в*) вызовет появление отрицательного разрушающего момента по оси *ab* и необходимость укладки арматуры в углу плиты у верхней поверхности.

Угол плиты также армируется сеткой из взаимно перпендикулярных стержней таким образом, чтобы предельные моменты в обоих направлениях были одинаковы. В прямом углу стержни целесообразно укладывать параллельно сторонам угла. В остальных случаях одно из направлений выбирается вдоль какой-нибудь стороны угла.

С увеличением количества арматуры, укладываемой в углу у верхней поверхности плиты, размеры приподнимающейся части *IV* уменьшаются и при определенном армировании угловой диск исчезает, а линия разрушения проходит через точку пересечения краев плиты (рис. 3.8,*а*). Такое закрепление назовем полным закреплением угла. В отличие от него недостаточное закрепление, при котором образуется угловой диск, назовем частичным закреплением угла.

Закрепление угла создает опасность образования трещин вдоль оси вращения, которая имела бы место в незаанкеренном угле. Поэтому,

независимо от размеров углового элемента закрепленного угла, верхняя арматура должна быть заведена за пределы линии, соответствующей положению оси вращения угла при отсутствии анкера.

Примем следующие обозначения:

$q = p + g$ — расчетная интенсивность распределенной предельной нагрузки;

$[q]$ — несущая способность плиты;

P — величина сосредоточенной силы;

$[P]$ — несущая способность плиты;

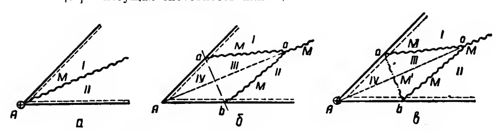


Рис. 3.8. Схемы образования линий разрушения в углах плит, опертых по контуру.

M — положительный расчетный предельный момент на 1 *пог. м* длины линии разрушения в пролете;

$[M]$ — положительный предельный момент в пластическом шарнире, определяемый согласно нормам;

M' — отрицательный погонный предельный момент на опоре;

M'_{ik} — отрицательный погонный предельный момент вдоль линии ik внутри контура плиты;

$\varkappa = \frac{M'}{M}$ — коэффициент защемления угла или края плиты вдоль отрицательной линии разрушения;

$\bar{\varkappa}_{ik} = \frac{\overline{M}'_{ik}}{M}$ — коэффициент защемления плиты вдоль линии ik внутри плиты;

Z — усилие в анкере, закрепляющем угол плиты;

2ω — угол между сторонами плиты;

S и S' — размер диска вдоль оси вращения;

h и h' — высота, опущенная из вершины диска на ось вращения;

$\theta = \frac{S}{h}$ — вертикальный угол поворота элемента плиты вокруг оси вращения;

r — радиус круга, вписанного в угол, или контур плиты из центра разрушения;

L — расстояние от центра разрушения плиты до вершины угла;

d — размер приподнимающейся части углового элемента вдоль краев плиты;

l — полная длина углового элемента;

$\xi = \frac{d}{r}$, $\eta = \frac{l}{L}$ — коэффициенты, определяющие размеры углового элемента;

φ — угол между диагональной линией разрушения и большей стороной прямоугольника;

$\lambda = \frac{a}{b}$ — отношение сторон прямоугольной плиты;

$\lambda_1 = \frac{a_1}{a}$ — отношение меньшего основания к большему в равнобедренной трапецевидной плите;

$\lambda_2 = \frac{b}{a}$ — отношение высоты к большему основанию в равнобедренной трапецевидной плите;

k_a — отношение абсциссы центра разрушения к половине большего основания трапеции или прямоугольника;

k_b — отношение ординаты центра разрушения к высоте трапеции или прямоугольника;

$\gamma = \frac{q_0}{q}$ — отношение наименьшей ординаты трапецевидной эпюры нагружения к наибольшей;

$k = \frac{M_x}{M_y}$ — отношение погонных разрушающих моментов в сечениях неравноармированной плиты, перпендикулярных осям X и Y.

Плиты, опертые по контуру, при действии равномерной нагрузки

В табл. 3.62 приведены схемы разрушения и формулы для расчета равно-

Формулы для расчета плит

Очертание плит	Плиты с полностью закреплен	
	Схема разрушения и обозначения	Условия полного закрепления угла
Симметричные относительно биссектрис углов		$\varkappa_i = \frac{M_i'}{M} > \operatorname{ctg}^2 \omega_i$ $Z_i > 2M \operatorname{ctg} \omega_i$
Прямоугольные		$\varkappa = \frac{M'}{M} > 1$ $Z > 2M$

армированных плит различного очертания при действии равномерной нагрузки.

В последнем столбце табл. 3.62 указаны номера дополнительных таблиц, содержащих величины для вычисления погонных предельных моментов и построения схем разрушения плит.

Табл. 3.62 в третьем столбце содержит коэффициенты защемления углов $\varkappa = \frac{M'}{M}$ и величины усилий Z в анкерах, закрепляющих угол, при выполнении которых обеспечивается полное закрепление углов.

В табл. 3.63 приводятся величины ε при коэффициентах защемления углов $\varkappa = 0$ и $\varkappa = 1{,}0$, а в табл. 3.68 даны коэффициенты для определения размеров угловых дисков при $\varkappa = 0$; 0,5 и 1,0.

Такое построение таблиц дает возможность при проектировании сравнивать между собой варианты плит с различными степенями защемления углов. Обычно, степень защемления углов определяется конструктором, исходя из реальных условий опирания плиты в конструкции.

Таблица 3.62

при действии равномерной нагрузки

ными углами	Плиты с незакрепленными углами		Таблицы величин для расчета плит и построения схемы разрушения
Формулы для вычисления погонного предельного момента	Схема разрушения и обозначения	Формулы для вычисления погонного предельного момента	
$M = \frac{qr^2}{6}$		$M = \varepsilon \frac{qr^2}{6}$	Табл. 3.63
$M = \varepsilon_n^0 \frac{qb^2}{6}$		$M = \varepsilon_n \frac{qb^2}{6}$	Табл. 3.64

Очертание плит	Плиты с полностью закреплен	
	Схема разрушения и обозначения	Условия полного закрепления угла
Треугольные		$\varkappa_i = \frac{M'_i}{M} \geqslant \operatorname{ctg}^2 \omega_i$ $Z_i \geqslant 2M \operatorname{ctg} \omega_i$
Равнобедренные трапециевидные	Схема 1 типа Схема 2 типа Схема 3 типа	$\varkappa_1 = \frac{M'_1}{M} \geqslant \operatorname{ctg}^2 \omega_1$ $Z_1 \geqslant 2M \operatorname{ctg} \omega_1$ $\varkappa_2 = \frac{M'_2}{M} \geqslant \operatorname{ctg}^2 \omega_2$ $Z_2 \geqslant 2M \operatorname{ctg} \omega_2$
Круглые		
Кольцевые		

Продолжение табл. 3.62

...ными углами	Плиты с незакрепленными углами		Таблицы величин для расчета плит и построения схемы разрушения
Формулы для вычисления погонного предельного момента	Схема разрушения и обозначения	Формулы для вычисления погонного предельного момента	
$M = \frac{qr^2}{6}$		$M = \varepsilon_m \frac{qr^2}{6}$	Табл. 3.65
$M = \varepsilon^0_{mn} \frac{qb^2}{6}$	Схема 1 типа Схема 2 типа Схема 3 типа	$M = \varepsilon_{mn} \frac{qb^2}{6}$	Для плит с полностью закрепленными углами табл. 3.66, для плит с незакрепленными углами табл. 3.67
$M = \frac{qa^2}{6}$			
$M = \frac{q(a - r_0)(a + 2r_0)}{6}$			

Примечание: 1. Величины $\varkappa_i$, M_i' и Z_i вычисляются для всех углов плиты. Индекс i указывает на соответствующий угол величиной $2\omega_i$.

2. Величины $\varkappa_1$, M_1' и Z_1 соответствуют острому углу равнобочной трапецевидной плиты, величины $\varkappa_2$, M_2' и Z_2 — тупому углу.

3. Размеры угловых дисков схемы разрушения вычисляются с помощью коэффициентов табл. 3.68.

4. Верхняя арматура закрепленного угла заводится за пределы линии, соответствующей оси вращения незакрепленного угла.

Таблица 3.63

Коэффициенты ε для определения разрушающих моментов плит, симметричных относительно биссектрис углов

Очертание контура плиты	Углы плиты (в градусах)	Коэффициенты защемления углов ϰ	
		1,0	0
Правильный шестиугольник	120	1,00	1,03
Квадрат	90	1,00	1,09
Ромб	120 и 60	1,04	1,14
Равносторонний треугольник	60	1,06	1,19

Таблица 3.64

Коэффициенты для расчета прямоугольных плит

$\frac{a}{b}$	Плиты с полностью закрепленными углами			Плиты с незакрепленными углами			
	$\frac{a}{b}k_a$	φ	ε_n^0	$\frac{a}{b}k_a$	φ	η	ε_n
1,0	1,00	45°00′	1,00	1,00	45°00′	0,90	1,09
1,2	1,09	42°30′	1,19	1,10	42°15′	0,93	1,29
1,4	1,16	40°50′	1,35	1,18	40°20′	0,96	1,46
1,5	1,19	40°05′	1,42	1,21	39°35′	0,97	1,54
1,6	1,22	39°25′	1,48	1,25	38°40′	0,97	1,61
1,8	1,26	38°20′	1,60	1,30	37°35′	0,98	1,73
2,0	1,30	37°30′	1,70	1,35	36°35′	0,99	1,83

Таблица 3.65

Коэффициенты для расчета треугольных плит

Форма плиты	Величина углов (в градусах)			ε_m	$\frac{h_1}{r}$	$\frac{h_2}{r}$	$\frac{h_3}{r}$
	$2\omega_1$	$2\omega_2$	$2\omega_3$				
Равносторонний треугольник	60	60	60	1,19	1,00	1,00	1,00
Разносторонний остроугольный треугольник	70	50	60	1,20	0,99	1,01	0,99
Равнобедренный прямоугольный треугольник	90	45	45	1,24	0,98	1,01	1,01
Разносторонний прямоугольный треугольник	90	60	30	1,37	0,98	0,97	1,03
Равнобедренный тупоугольный треугольник	120	30	30	1,36	0,98	1,02	1,02

Таблица 3.66

Коэффициенты для расчета трапецевидных плит с полностью закрепленными углами

$\frac{a_1}{a}$	Коэффициенты	$b:a$					
		0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
0,7	k_a	0,71	0,80	0,87	0,93	0,98	1,00
	k_b	0,52	0,52	0,51	0,51	0,50	0,48
	ε^0_{mn}	1,71	1,50	1,32	1,16	1,04	0,93
0,5	k_a	0,84	0,90	0,95	1,00	1,00	1,00
	k_b	0,53	0,52	0,51	0,50	0,47	0,44
	ε^0_{mn}	1,47	1,30	1,16	1,00	0,88	0,78
0,3	k_a	0,95	0,99	1,00	1,00	1,00	1,00
	k_b	0,52	0,51	0,48	0,45	0,43	0,40
	ε^0_{mn}	1,21	1,04	0,92	0,82	0,72	0,64
0,2	k_a	0,99	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	k_b	0,51	0,48	0,45	0,43	0,40	0,38
	ε^0_{mn}	1,08	0,92	0,82	0,72	0,64	0,56

В табл. 3.66 выше жирной линии расположены коэффициенты для плит со схемой разрушения первого типа, ниже жирной линии — со схемой разрушений 2-го типа и между жирными линиями — со схемой разрушения 3-го типа.

Таблица 3.67

Коэффициенты для расчета трапецевидных плит с незакрепленными углами

$\frac{a_1}{a}$	Коэффициенты	$b:a$		
		0,4	0,7	0,9
0,7	k_a	0,73	0,93	1,00
	k_b	0,51	0,50	0,47
	k'_b	—	—	0,50
	ε_{mn}	1,84	1,28	1,00
0,5	k_a	0,87	1,00	1,00
	k_b	0,52	0,48	0,43
	k'_b	—	0,52	0,47
	ε_{mn}	1,53	1,08	0,88
0,3	k_a	0,94	1,00	1,00
	k_b	0,51	0,45	0,40
	k'_b	—	0,49	0,43
	ε_{mn}	1,40	0,96	0,72
0,2	k_a	0,98	1,00	1,00
	k_b	0,50	0,42	0,37
	k'_b	—	0,46	0,40
	ε_{mn}	1,28	0,84	0,64

В таблице 3.67 выше жирной линии расположены коэффициенты для плит со схемой разрушения первого типа, ниже жирной линии — со схемой разрушения 2-го типа и между жирными линиями — со схемой разрушения 3-го типа.

Таблица 3.68

Коэффициенты для определения размеров угловых элементов плит при действии равномерной нагрузки

Коэффициент защемления угла $\varkappa$	Обозначение коэффициента	Величина угла 2ω (в градусах)									
		30	45	51	60	72	90	108	120	135	150
0	$\xi' : \sqrt{\varepsilon}$	1,65	0,95	0,80	0,53	0,48	0,31	0,20	0,18	0,11	0,07
	$\eta' : \sqrt{\varepsilon}$	0,67	0,71	0,74	0,74	0,78	0,86	0,91	0,94	0,97	0,98
0,5	$\xi' : \sqrt{\varepsilon}$	1,50	0,81	0,67	0,47	0,33	0,14	—	—	—	—
	$\eta' : \sqrt{\varepsilon}$	0,70	0,76	0,78	0,82	0,86	0,94	—	—	—	—
1,0	$\xi' : \sqrt{\varepsilon}$	1,39	0,70	0,56	0,35	0,21	—	—	—	—	—
	$\eta' : \sqrt{\varepsilon}$	0,71	0,78	0,81	0,86	0,91	—	—	—	—	—

Размеры угловых элементов плит определяются из выражений

$$\xi = \frac{\xi'}{\sqrt{\varepsilon}} \sqrt{\varepsilon_i},$$

$$\eta = \frac{\eta'}{\sqrt{\varepsilon}} \sqrt{\varepsilon_i},$$

где ε_i — коэффициент с соответствующим индексом для рассматриваемой плиты, приведенный в табл. 3.63—3.67;

$\frac{\xi'}{\sqrt{\varepsilon}}$ и $\frac{\eta'}{\sqrt{\varepsilon}}$ — коэффициенты, приведенные в табл. 3.68, в зависимости от величины рассматриваемого угла.

Пример 1. Рассчитать (подобрать сечение и арматуру) прямоугольную железобетонную равноармированную свободно опертую плиту при следующих данных: пролеты плиты — $2a = 6$ *м* и $2b = 4$ *м*; расчетная нагрузка равномерная, интенсивностью $q = 800$ *кг/м²*, углы плиты не закреплены ($\varkappa = 0$).

Решение. В строке 2 табл. 3.62 для прямоугольной плиты с незакрепленными углами указана схема разрушения и формула для определения погонного предельного момента.

По табл. 3.64 для отношения сторон $\frac{a}{b} = 1{,}5$ находим $\varepsilon_n = 1{,}54$. Следовательно,

$$M = \varepsilon_n \frac{qb^2}{6} = 1{,}54 \frac{800 \times 2^2}{6} = 820 \text{ кгм/м}.$$

Так как плита равноармированная, погонные предельные моменты ее в обоих направлениях должны быть одинаковы. Арматура находится в разных слоях плиты, поэтому количество ее в каждом направлении определяем отдельно.

Сначала определим толщину плиты и арматуру, укладываемую по меньшему пролету.

Принимаем следующие материалы: бетон марки 150, $R_u = 80$ *кг/см²* (по строке Б), арматура из стали марки Ст. 3, $R_a = 2100$ *кг/см²*. Процент армирования принимаем 0,7%. Коэффициенты условий работы: $m = 1{,}0$ и $m_a = 1{,}0$.

Определяем коэффициент α:

$$\alpha = \mu \frac{m_a R_a}{R_u} = \frac{0{,}7 \cdot 1{,}0 \cdot 2100}{80} = 0{,}18.$$

По табл 1.34 для $\alpha = 0{,}18$ находим коэффициенты $r_0 = 2{,}47$ и $\gamma_0 = 0{,}910$.

Полезиую высоту плиты определяем по формуле

$$h_0 = r_0 \sqrt{\frac{M}{mbR_u}} = 2,47 \sqrt{\frac{820}{1,0 \cdot 1,0 \cdot 80}} = 7,9 \text{ см}.$$

Толщнна плиты

$$h = 7,9 + 1,0 + 0,5 \times 0,8 = 9,3 \text{ см}.$$

Прииимаем $h = 10$ *см*. Прн этом $h_0 = 10 - 1,0 - 0,5 \cdot 0,8 = 8,6$ *см*.

Сечеиие арматуры определяем по формуле

$$F_a = \frac{M}{m\gamma_0 h_0 m_a R_a} = \frac{82\,000}{1,0 \times 0,910 \times 8,6 \times 1,0 \times 2100} = 4,98 \text{ см}^2 \text{ на 1 пог. м}.$$

Прииимаем 10 ∅ 8 на 1 *пог. м* плиты.

Для бóльшего пролета определяем площадь арматуры, исходя нз полезиой высоты

$$h_0 = 10 - 1,0 - 0,8 - 0,5 \cdot 0,8 = 7,8 \text{ см}.$$

При этом

$$r_0 = \frac{7,8}{\sqrt{\frac{820}{1,0 \times 1,0 \times 80}}} = 2,44.$$

По табл. 1.34 для $r_0 = 2,44$ иаходнм $\gamma_0 = 0,907$ н вычнсляем

$$F_a = \frac{82\,000}{1,0 \times 0,907 \times 7,8 \times 1,0 \times 2100} = 5,52 \text{ см}^2 \text{ на 1 пог. м плнты}.$$

Прннимаем арматуру 11 ∅ 8 на 1 *пог. м* плиты.

Прнмер 2. Проверить несущую способность железобетонной свободно опертой равноармнрованной плиты при следующнх даниых: расчетиая нагрузка $q = 850$ *кг/м²*, пролеты—$2a = 6,0$ *м*, $2b = 4,0$ *м*, углы полностью закреплены, толщнна — 10 *см*, колнчество арматуры, уложениой по меньшему пролету, 10 ∅ 8 на 1 *пог. м* н по бóльшему пролету 11 ∅ 8 на 1 *пог. м*.

В углах плиты у верхней ее поверхности уложена арматура в количестве 10 ∅ 8 на 1 *пог. м* в одном направленнн и 11 ∅ 8 на 1 *пог. м* в другом. Углы закреплены в опорах с помощью анкеров нз одного стержня круглой арматуры днаметром 16 *мм*.

Бетон марки 150, арматура в виде сварных сеток нз стали маркн Ст. 3. Арматура анкеров нз стали маркн Ст. 0. Коэффнциенты условий работы $m = 1,0$ н $m_a = 1,0$.

Решенне. Имеем следующие расчетиые данные: $R_u = 80$ *кг/см²* (по строке Б), $R_a = 2100$ *кг/см²*, по меньшему пролету $F_a = 5,03$ *см²* н $h_0 = 10 - 1,0 - 0,5 \cdot 0,8 = 8,6$ *см*, по бóльшему пролету $F_a = 5,53$ *см²* и $h_0 = 10 - 1,0 - 0,8 - 0,5 \cdot 0,8 = 7,8$ *см*.

Определяем погонные предельные моменты, воспрнннмаемые сеченнямн плиты.

Для меньшего пролета

$$\alpha = \frac{F_a m_a R_a}{b h_0 R_u} = \frac{5,03 \cdot 1,0 \cdot 2100}{100 \cdot 8,6 \cdot 80} = 0,154.$$

По табл. 1.34 устанавливаем $A_0 = 0,142$, откуда

$$[M] = mA_0 b h_0^2 R_u = 1,0 \times 0,142 \times 100 \times 8,6^2 \times 80 = 84\,000 \text{ кгсм/м} = 840 \text{ кг. /м}.$$

Для бóльшего пролета

$$\alpha = \frac{5,53 \times 1,0 \times 2100}{100 \times 7,8 \times 80} = 0,186.$$

При этом $A_0 = 0,169$ и

$$[M] = 1,0 \times 0,169 \times 100 \times 7,8^2 \times 80 = 82\,000 \text{ кгсм/м} = 820 \text{ кгм/м}.$$

Разиица между момеитами невелнка, поэтому плиту можио счнтать равноармироваииой.

Погоиные предельные моменты могут быть также определеиы без использованйя таблиц, непосредствеиио по формулам.

Поскольку в углах плиты уложена аналогичная арматура

$$[M'] = [M] \text{ и } \varkappa = \frac{[M']}{[M]} = 1,$$

сечение анкера может воспринять усилие

$$[Z] = F_a R_a = 2{,}01 \times 1700 = 3417 \text{ кг}$$

и, следовательно,

$$[Z] > 2\,[M] = 840 \times 2 = 1680 \text{ кг}.$$

Таким образом, условие, приведенное в столбце 3 табл. 3.62, соблюдено и углы плиты полностью закреплены.

Арматура в углах заведена на длину в 1,00 *м* от угла плиты. Положение линии вращения незакрепленного угла определяется по данным табл. 3.63 и 3.64.

Для угла $2\omega = 90°$

$$\frac{\xi'}{\sqrt{\varepsilon}} = 0{,}31 \text{ и } \xi = 0{,}31\sqrt{1{,}54} = 0{,}39.$$

Следовательно, расстояние от угла до точек пересечения оси вращения углового диска со сторонами плиты

$$d = \xi b = 0{,}39 \times 2{,}0 = 0{,}78 \text{ м}.$$

Таким образом, длина стержней арматуры в углах плиты достаточна, так как

$$100 > 78 + 20d,$$

где d — диаметр арматуры, в *см*.

Проверив закрепление углов плиты, мы убедились, что расчет следует производить по формулам для плиты с полностью закрепленными углами.

Схема разрушения плиты и формула для определения погонного предельного момента плиты приведены в строке 2 табл. 3.62

$$M = \varepsilon_n^0 \frac{qb^2}{6}.$$

Несущая способность плиты, определится из выражения

$$q = \frac{6\,[M]}{\varepsilon_n^0 b^2}.$$

По табл. 3.64 для отношения сторон плиты $\frac{2a}{2b} = 1{,}5$ находим $\varepsilon_n^0 = 1{,}42$.

Следовательно, интенсивность расчетной равномерной предельной нагрузки

$$[q] = \frac{6 \cdot 820}{1{,}42 \times 2{,}0^2} = 865 \text{ кг/м}^2.$$

Таким образом, $[q] > q$, т. е. несущая способность плиты больше расчетной предельной нагрузки.

Плиты, опертые по контуру, при действии сосредоточенной силы

Расчет равноармированных плит при действии сосредоточенной силы производится по формуле

$$M = \frac{P}{\alpha},$$

где α — коэффициент, приведенный в последнем столбце табл. 3.69 и 3.70.

Табл. 3.69 содержит данные для расчета плит с полностью закрепленными углами. При соблюдении условий, указанных во втором столбце таблицы, определяют характер схемы разрушения, пользуясь соотношениями столбца 4, после чего вычисляют величину коэффициента α и затем погонный предельный момент.

Для нахождения погонного предельного момента плит с незакрепленными углами пользуются данными табл. 3.70.

Построение схем разрушения ясно из табл. 3.69. Положение отрицательных линий разрушения для прямоугольных плит определяется величинами:

$$h_{ab} = \sqrt{y \cdot y' (1 + \varkappa_{ab})},$$
$$h_{cd} = \sqrt{y \cdot y' (1 + \bar{\varkappa}_{cd})};$$

для треугольных плит величиной

$$h_{ab} = l_A \sqrt{\sin u_A \sin v_A (1 + \bar{\varkappa})},$$

где l_A — расстояние от угла A до точки приложения силы;

h_{ab} — расстояние от точки приложения силы до отрицательной линии разрушения ab. (Эти линии разрушения всегда перпендикулярны к биссектрисе рассматриваемого угла.)

Положение оси вращения углового элемента незакрепленного угла определяется расстоянием от вершины угла до точек пересечения линии вращения со сторонами угла. Это расстояние одинаково на обеих сторонах угла.

Для прямого угла расстояние от вершины до линии вращения вычисляется по формуле

$$d = x + y - \sqrt{2xy};$$

для острого угла

$$d = \frac{\cos(\omega - u) - \sqrt{\sin u \sin v}}{\cos \omega} l.$$

Прнмер 3. Рассчнтать прямоугольную равноармнрованную опертую по контуру плиту на действне сосредоточенной снлы прн следующих данных: пролеты плиты — $2a = 4{,}0$ *м* н $2b = 3{,}0$ *м*; снла $P = 5000$ *кг* прнложена в точке с коордннатамн $x = 1{,}6$ *м* н $y = 1{,}2$ *м*.

Решение. а) Плита с полностью закрепленнымн угламн. Расчет ведем по данным табл. 3.69.

Прнннмаем площадь арматуры у верхней поверхностн плнты вдоль осей ab н cd равной ее ннжней арматуре, т. е.

$$\bar{\varkappa}_{ab} = \bar{\varkappa}_{cd} = 1.$$

Для определення тнпа схемы разрушення вычнсляем

$$E_{ab} = E_{cd} = \sqrt{\frac{y}{2b} \cdot \frac{y'}{2b}} \left(\sqrt{1 + \bar{\varkappa}_{ab}} + \sqrt{\bar{\varkappa}_{ab}}\right) = \sqrt{\frac{1{,}2}{3{,}0} \cdot \frac{1{,}8}{3{,}0}} \left(\sqrt{2} + \sqrt{1}\right) = 1{,}18.$$

Поскольку

$$\frac{x}{2b} = \frac{1{,}6}{3{,}0} < 1{,}18 \text{ н } \frac{a}{b} = 1{,}33 < \frac{1{,}6}{3{,}0} + 1{,}18,$$

то схема разрушення плнты соответствует 1-му типу.

Погонный предельный момент определяется по формуле $M = \frac{P}{\alpha}$. Выраженне для α прнведено в пятом столбце первой строкн табл. 3.69.

Такнм образом

$$M = \frac{P}{2\left(\frac{b}{x} + \frac{b}{x'} + \frac{a}{y} + \frac{a}{y'}\right)} = \frac{5000}{2\left(\frac{1{,}5}{1{,}6} + \frac{1{,}5}{2{,}4} + \frac{2{,}0}{1{,}2} + \frac{2{,}0}{1{,}8}\right)} = 577 \frac{\text{кгм}}{\text{м}}.$$

Таблица 3.69

Формулы для определения предельных моментов в плитах с полностью закрепленными углами при действии сосредоточенной силы

Схема	Условия полного закрепления углов	Положение нагрузки и схема разрушения	Условия образования схемы разрушения данного типа	α
1	Для угла A: $\varkappa \geqslant \frac{1}{2}\left(\frac{x}{y}+\frac{y}{x}\right)$ $Z \geqslant \left(\frac{x}{y}+\frac{y}{x}\right) M$		$\frac{x}{2b} < E_{ab}$; $\frac{a}{b} < \frac{x}{2b} + E_{cd}$; $E_{ab} = \sqrt{\frac{y}{2b}\cdot\frac{y'}{2b}}\left(\sqrt{1+\bar{\varkappa}_{ab}} + \sqrt{\bar{\varkappa}_{ab}}\right)$; $E_{cd} = \sqrt{\frac{y}{2b}\cdot\frac{y'}{2b}}\left(\sqrt{1+\bar{\varkappa}_{cd}} + \sqrt{\bar{\varkappa}_{cd}}\right)$	$2\left(\frac{b}{x}+\frac{b}{x'}+\frac{a}{y}+\frac{a}{y'}\right)$
2	Для угла B: $\varkappa \geqslant \frac{1}{2}\left(\frac{x}{y'}+\frac{y'}{x}\right)$; $Z \geqslant \left(\frac{x}{y'}+\frac{y'}{x}\right) M$		$\frac{x}{2b} < E_{ab}$; $\frac{a}{b} \geqslant \frac{x}{2b} + E_{cd}$	$\frac{2b}{x}+\frac{x}{y}+\frac{x}{y'}+2\sqrt{1+\bar{\varkappa}_{cd}}\left(\sqrt{\frac{y}{y'}}+\sqrt{\frac{y'}{y}}\right)$
3	Для угла C: $\varkappa \geqslant \frac{1}{2}\left(\frac{x'}{y'}+\frac{y'}{x'}\right)$; $Z \geqslant \left(\frac{x'}{y'}+\frac{y'}{x'}\right) M$ Для угла D: $\varkappa \geqslant \frac{1}{2}\left(\frac{x'}{y}+\frac{y}{x'}\right)$; $Z \geqslant \left(\frac{x'}{y}+\frac{y}{x'}\right) M$		$\frac{x}{2b} \geqslant E_{ab}$ $\frac{a}{b} \geqslant \frac{x}{2b} + E_{cd}$	$2\left(\sqrt{1+\bar{\varkappa}_{ab}}+\sqrt{1+\bar{\varkappa}_{cd}}\right) \times \left(\sqrt{\frac{y}{y'}}+\sqrt{\frac{y'}{y}}\right)$

4	Для всех углов: $\varkappa \geqslant \frac{1}{2}\left(\frac{a}{b}+\frac{b}{a}\right)$; $Z \geqslant \left(\frac{a}{b}+\frac{b}{a}\right) M$		$1 \leqslant \frac{a}{b} < \sqrt{1+\varkappa}+\sqrt{\varkappa}$	$4\left(\frac{a}{b}+\frac{b}{a}\right)$
5			$\frac{a}{b} \geqslant \sqrt{1+\varkappa}+\sqrt{\varkappa}$	$8\sqrt{1+\varkappa}$
6	Для всех углов: $\varkappa \geqslant 1$; $Z \geqslant 2M$		—	8

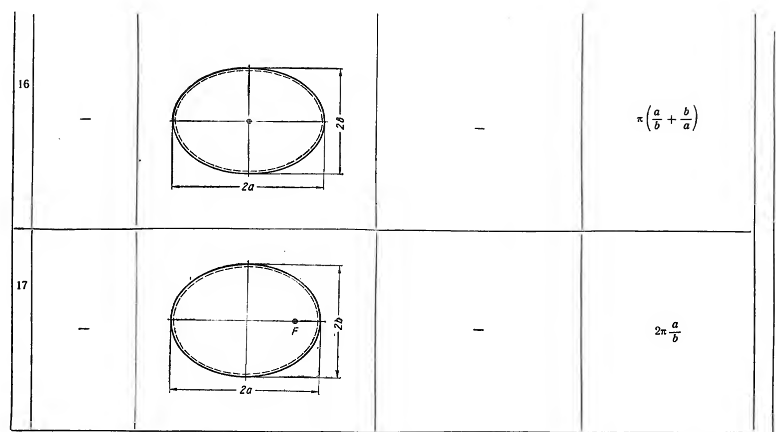
Продолжение табл. 3.69

Схема	Условия полного закрепления углов	Положение нагрузки и схема разрушения	Условия образования схемы разрушения данного типа	α
7	Для углов A и B: $\varkappa \geqslant \frac{1}{2}\left(\frac{a}{2b}+\frac{2b}{a}\right)$; $Z \geqslant \left(\frac{a}{2b}+\frac{2b}{a}\right) M$. Для углов C и D: $\varkappa \geqslant \frac{1}{2}\left(\frac{3a}{2b}+\frac{2b}{3a}\right)$; $Z \geqslant \left(\frac{3a}{2b}+\frac{2b}{3a}\right) M$		$1 \leqslant \frac{a}{b} < \frac{2}{3}\left(\sqrt{1+\bar{\varkappa}}+\sqrt{\bar{\varkappa}}\right)$	$4\left(\frac{a}{b}+\frac{4b}{3a}\right)$
8			$\frac{2}{3}\left(\sqrt{1+\bar{\varkappa}}+\sqrt{\bar{\varkappa}}\right) \leqslant \frac{a}{b} < 2\left(\sqrt{1+\bar{\varkappa}}+\sqrt{\bar{\varkappa}}\right)$	$2\left(\frac{a}{2b}+\frac{2b}{a}\right)+4\sqrt{1+\bar{\varkappa}}$
9			$\frac{a}{b} \geqslant 2\left(\sqrt{1+\bar{\varkappa}}+\sqrt{\bar{\varkappa}}\right)$ при $\bar{\varkappa}=0$, $\frac{a}{b} \geqslant 2$	$8\sqrt{1+\bar{\varkappa}}$ при $\bar{\varkappa}=0$, $\alpha=8$

10	Для всех углов $\varkappa_i \geqslant \dfrac{\cos^2 \omega_i}{\sin u_i \sin v_i}$ $Z_i \geqslant \dfrac{\sin 2\omega_i}{\sin u_i \sin v_i} M$		$\alpha_{A,\,B,\,C} < \alpha_A$	$\alpha_{A,\,B,\,C} = \sum_{A,\,B,\,C} (\operatorname{ctg} u + \operatorname{ctg} v)$
11			$\alpha_{A,\,B,\,C} > \alpha_A$	$\alpha_A = \dfrac{2 \operatorname{tg} \omega_A}{\sin u_A \sin v_A} \left[\cos(\omega_A - u_A) + \sqrt{\sin u_A \sin v_A (1 + \bar{\varkappa}_{bc})}\right]^2$
12	Для всех углов: $\varkappa \geqslant 3$ $Z \geqslant 2\sqrt{3} M$		—	$6\sqrt{3}$

Продолжение табл. 3.69

Схема	Условия полного закрепления углов	Положение нагрузки и схема разрушения	Условия образования схемы разрушения данного типа	α
13	Для всех углов: $\varkappa \geqslant 3$; $Z \geqslant 2\sqrt{3}\,M$	B, b, A, C, c, 60°-V, V, 30°, 30°, 60°-V	$v > 30°$	$\frac{2\sqrt{3}}{3}\left(2+\sqrt{1+\varkappa_{bc}}\right)^2$
14	—	2r	—	2π
15	—	a, 2r	—	$\frac{2\pi}{\sqrt{1-\frac{a^2}{r^2}}}$



Примечания: 1. В графах 10—11 столбца 2 индекс i представляет обозначение соответствующего угла треугольника (угла A, B или C).

2. Для расчета разносторонних треугольных плит требуется определить $\alpha_{A,\ B,\ C}$ и α_A по формулам столбца 5, выяснить схему разрушения по условиям столбца 4 и затем вычислить предельный момент, пользуясь соответствующим коэффициентом α (графы 10 и 11).

Таблица 3.70

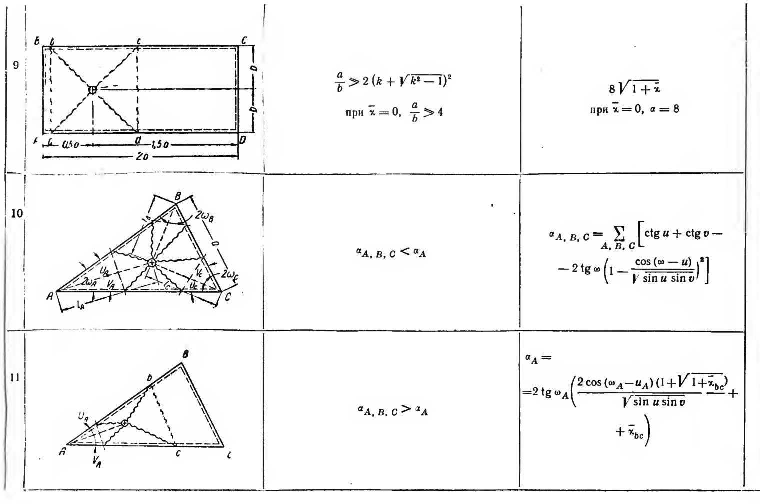
Формулы для определения предельных моментов в плитах с незакрепленными углами при действии сосредоточенной силы

Схема	Положение нагрузки и схема разрушения	Условия образования схемы разрушения данного типа	α
1		$\frac{x}{2b} < F_{ab};\ \frac{a}{b} < \frac{x}{2b} + F_{cd}$, где: $F_{ab} = 0,5\left(k_{ab} + \sqrt{k_{ab}^2 - 2\sqrt{\frac{y}{2b}\cdot\frac{y'}{2b}}}\right)^2$; $F_{cd} = 0,5\left(k_{cd} + \sqrt{k_{cd}^2 - 2\sqrt{\frac{y}{2b}\cdot\frac{y'}{2b}}}\right)^2$; $k_{ab} = \frac{0,5\sqrt{1+\varkappa_{ab}} + 2\sqrt{\frac{y}{2b}\cdot\frac{y'}{2b}}}{\sqrt{\frac{y}{2b}}+\sqrt{\frac{y'}{2b}}}$; $k_{cd} = \frac{0,5\sqrt{1+\varkappa_{cd}} + 2\sqrt{\frac{y}{2b}\cdot\frac{y'}{2b}}}{\sqrt{\frac{y}{2b}}+\sqrt{\frac{y'}{2b}}}$	$2\sqrt{2}\left(\sqrt{\frac{x}{y}}+\sqrt{\frac{y}{x}}+\sqrt{\frac{x}{y'}}+\sqrt{\frac{y'}{x}}+\sqrt{\frac{x'}{y'}}+\sqrt{\frac{y'}{x'}}+\sqrt{\frac{x'}{y}}+\sqrt{\frac{y}{x'}}\right)-16$
2		$\frac{x}{2b} < F_{ab}$; $\frac{a}{b} \geqslant \frac{x}{2b} + F_{cd}$	$2\sqrt{2}\left(\sqrt{\frac{x}{y}}+\sqrt{\frac{y}{x}}+\sqrt{\frac{x}{y'}}+\sqrt{\frac{y'}{x}}\right)+2\sqrt{1+\varkappa_{cd}}\left(\sqrt{\frac{y}{y'}}+\sqrt{\frac{y'}{y}}\right)-8$

3		$\frac{x}{2b} \geqslant F_{ab}$, $\frac{a}{b} \geqslant \frac{x}{2b} + F_{cd}$	$2\left(\sqrt{1+\bar{\varkappa}_{ab}} + \sqrt{1+\bar{\varkappa}_{cd}}\right)\left(\sqrt{\frac{y}{y'}} + \sqrt{\frac{y'}{y}}\right)$
4		$1 \leqslant \frac{a}{b} < (k+\sqrt{k^2-1})^2$, где $k = \frac{2+\sqrt{1+\bar{\varkappa}}}{2\sqrt{2}}$	$8\sqrt{2}\left(\sqrt{\frac{a}{b}} + \sqrt{\frac{b}{a}}\right) - 16$
5		$\frac{a}{b} \geqslant (k+\sqrt{k^2-1})^2$	$8\sqrt{1+\bar{\varkappa}}$

Продолжение табл. 3.70

Схема	Положение нагрузки и схема разрушения	Условия образования схемы разрушения данного типа	α
6		—	$16(\sqrt{2}-1)$
7		$\frac{a}{b} < \frac{2}{3}(k+\sqrt{k^2-1})^2$	$4(1+\sqrt{3})\left(\sqrt{\frac{a}{b}}+\frac{2\sqrt{3}}{3}\sqrt{\frac{b}{a}}\right)-16$
8		$\frac{2}{3}(k+\sqrt{k^2-1})^2 \leqslant \frac{a}{b} < 2(k+\sqrt{k^2-1})^2$	$4\left(\sqrt{\frac{a}{b}}+2\sqrt{\frac{b}{a}}+\sqrt{1+\varkappa}\right)-8$



9		$\frac{a}{b} \geqslant 2\left(k + \sqrt{k^2 - 1}\right)^2$ при $\bar{\varkappa} = 0$, $\frac{a}{b} \geqslant 4$	$8\sqrt{1 + \bar{\varkappa}}$ при $\bar{\varkappa} = 0$, $\alpha = 8$
10		$\alpha_{A,\,B,\,C} < \alpha_A$	$\alpha_{A,\,B,\,C} = \sum_{A,\,B,\,C}\left[\operatorname{ctg} u + \operatorname{ctg} v - 2\operatorname{tg}\omega\left(1 - \frac{\cos(\omega - u)}{\sqrt{\sin u \sin v}}\right)^2\right]$
11		$\alpha_{A,\,B,\,C} > \alpha_A$	$\alpha_A = 2\operatorname{tg}\omega_A\left(\frac{2\cos(\omega_A - u_A)\left(1 + \sqrt{1 + \bar{\varkappa}_{bc}}\right)}{\sqrt{\sin u \sin v}} + \bar{\varkappa}_{bc}\right)$

Продолжение табл. 3.70

Схема	Положение нагрузки и схема разрушения	Условия образования схемы разрушения данного типа	α
12		—	$4\sqrt{3}$
13		Точка приложения силы вне окружности, вписанной в треугольник	$\frac{2\sqrt{3}}{3}\left(4\sqrt{1+\bar{\varkappa}_{bc}}+\bar{\varkappa}_{bc}\right)$

Примечание 1. Для схем 4—9 принято

$$\bar{\varkappa}_{ab}=\bar{\varkappa}_{cd}=\bar{\varkappa}.$$

2. Для расчета разносторонних треугольных плит требуется определить $\alpha_{A,\ B,\ C}$ и α_A по формулам столбца 4, выяснить схему разрушения по условиям столбца 3 и затем вычислить погонный предельный момент, пользуясь соответствующим коэффициентом α (графы 10 или 11).

Условия полного закрепления углов приведены во втором столбце табл. 3.69. Определим наибольшие значения M' и Z.

$$\varkappa \geqslant \frac{1}{2}\left(\frac{x}{y}+\frac{y}{x}\right)=\frac{1}{2}\left(\frac{2{,}4}{1{,}2}+\frac{1{,}2}{2{,}4}\right)=1{,}25,$$

$$M'=\varkappa M=1{,}25\cdot 577=720\,\frac{кгм}{м},$$

$$Z\geqslant\left(\frac{x}{y}+\frac{y}{x}\right)M=\left(\frac{2{,}4}{1{,}2}+\frac{1{,}2}{2{,}4}\right)720=1440\ кг.$$

Вычисленные отрицательный предельный момент и усилие в анкере принимаем для всех углов.

Арматуру в пролете и в углах плиты, а также сечение анкера определяют, как показано в предыдущих примерах.

Арматура в углах должна быть заведена за пределы линии вращения незакрепленного угла. Расстояния вдоль сторон плиты от вершины угла до оси вращения углового элемента будут:

$$d_A=x+y-\sqrt{2xy}=1{,}6+1{,}2-\sqrt{2\cdot 1{,}6\cdot 1{,}2}=0{,}84\ м,$$

$$d_B=x+y'-\sqrt{2xy'}=1{,}6+1{,}8-\sqrt{2\cdot 1{,}6\cdot 1{,}8}=1{,}00\ м,$$

$$d_C=x'+y'-\sqrt{2x'y'}=2{,}4+1{,}8-\sqrt{2\cdot 2{,}4\cdot 1{,}8}=1{,}26\ м,$$

$$d_D=x'+y-\sqrt{2x'y}=2{,}4+1{,}2-\sqrt{2\cdot 2{,}4\cdot 1{,}2}=1{,}20\ м.$$

Исходя из найденных величин, верхнюю арматуру в углах следует обрывать с учетом требований, изложенных в разделе 1.

Для углов A и B можно принять одинаковое расстояние, равное $100+20d$, и для углов C и D также одинаковое, равное $126+20d$, где d — диаметр стержней, в *см*.

У верхней поверхности плиты по осям ab и cd, отстоящим от точки приложения груза на расстоянии

$$\sqrt{yy'(1+\varkappa_{ab})}=\sqrt{1{,}2\cdot 1{,}8\,(1+1)}=2{,}08\ м,$$

должна быть уложена арматура для получения отрицательного предельного момента

$$M_{ab}=M_{cd}=M=577\,\frac{кгм}{м}.$$

Ось ab находится за пределами плиты и арматура вверху плиты левее груза не требуется. Справа от груза ось cd находится на расстоянии 0,32 *м* от стороны плиты CD. В этом месте имеется арматура, уложенная для закрепления углов плиты, сечение которой на 25% больше, чем в пролете. Следовательно, дополнительная арматура не требуется.

б) Плита с незакрепленными углами. Расчет ведем по данным табл. 3.70. Принимаем $\varkappa_{ab}=\varkappa_{cd}=0$, т. е. арматуру у верхней плоскости плиты не укладываем.

Для определения типа схемы разрушения вычисляем

$$k_{ab}=k_{cd}=\frac{0{,}5\sqrt{1+\varkappa_{ab}}+2\sqrt{\frac{y}{2b}\cdot\frac{y'}{2b}}}{\sqrt{\frac{y}{2b}}+\sqrt{\frac{y'}{2b}}}=\frac{0{,}5+2\sqrt{\frac{1{,}2}{3{,}0}\cdot\frac{1{,}8}{3{,}0}}}{\sqrt{\frac{1{,}2}{3{,}0}}+\sqrt{\frac{1{,}8}{3{,}0}}}=1{,}05,$$

$$F_{ab}=F_{cd}=0{,}5\left(k_{ab}+\sqrt{k_{ab}^2-2\sqrt{\frac{y}{2b}\cdot\frac{y'}{2b}}}\right)^2=$$

$$=0{,}5\left(1{,}05+\sqrt{1{,}05^2-2\sqrt{0{,}4\cdot 0{,}6}}\right)^2=0{,}97.$$

Поскольку

$$\frac{x}{2b}=\frac{1{,}6}{3{,}0}<0{,}97\ \text{и}\ \frac{a}{b}=1{,}33<\frac{1{,}6}{3{,}0}+0{,}97,$$

имеет место схема разрушения 1-го типа.

Погоиный предельиый момеит вычисляем по формуле

$$M = \frac{P}{\alpha}.$$

Выражение для α приведено в столбце 4 строки 1 табл. 3.70.
Таким образом

$$M = \frac{P}{2\sqrt{2}\left(\sqrt{\frac{x}{y}}+\sqrt{\frac{y}{x}}+\sqrt{\frac{x}{y'}}+\sqrt{\frac{y'}{x}}+\sqrt{\frac{x'}{y'}}+\sqrt{\frac{y'}{x'}}+\sqrt{\frac{x'}{y}}+\sqrt{\frac{y}{x'}}\right)-16} =$$

$$= \frac{5000}{2\sqrt{2}\left(\sqrt{\frac{1,6}{1,2}}+\sqrt{\frac{1,2}{1,6}}+\sqrt{\frac{1,6}{1,8}}+\sqrt{\frac{1,8}{1,6}}+\sqrt{\frac{2,4}{1,2}}+\sqrt{\frac{1,2}{2,4}}+\sqrt{\frac{2,4}{1,8}}+\sqrt{\frac{1,8}{2,4}}\right)-16} =$$

$$= 705\,\frac{кгм}{м}.$$

Расчет сечеиия плиты производят обычиым способом.

П р и м е р 4. Определить несущую способиость равноармироваииой треугольиой плиты, опертой по контуру, при следующих даииых: сторона плиты $a = 4,0$ *м*, углы плиты $2\omega_A = 40°$, $2\omega_B = 80°$ и $2\omega_C = 60°$; коордииаты точки приложеиия силы $l_A = 0,875a = 3,50$ *м*, $u_A = 15°$; углы плиты ие закреплеиы; у верхией плоскости плиты арматура ие уложеиа ($\varkappa_{bc} = 0$), толщииа плиты $h = 8$ *см*, арматура в иижнем слое $8\varnothing 8$ иа 1 *пог. м* н в верхием слое $9,5\varnothing 8$ на 1 *пог. м*, бетои марки 200, арматура горячекатаиая круглая из стали марки Ст. 3.

Решение. Расчетиые характеристики материалов:

$R_и = 100$ *кг/см²*, $R_а = 2100$ *кг/см²*, коэффициеиты условий работы коиструкции и арматуры

$$m = 1;\ m_а = 1.$$

Рабочая высота плиты: для иижнего слоя арматуры $h_0 = 8 - 1 - 0,4 = 6,6$ *см*, для верхнего — $h_0 = 8 - 1,0 - 0,8 - 0,4 = 5,8$ *см*.

Расчетиые предельиые момеиты иа 1 *пог. м* шириины плиты определяем по формулам (1.38) и (1.37):

для иижнего слоя арматуры

$$x = \frac{2100 \times 4,02}{100 \times 100} = 0,842\ см,$$

$$M = 1,0 \times 100 \times 100 \times 0,842\,(6,6 - 0,421) = 520\ кгм/м;$$

для верхиего слоя арматуры

$$x = \frac{2100 \times 4,78}{100 \times 100} = 1,00\ см,$$

$$M = 1,0 \times 100 \times 100 \times 1,00\,(5,8 - 0,50) = 530\ кгм/м.$$

Разиица между момеитами иевелика и плиту можио считать равиоармированиой, т. е. расчет ее ведем по даииым табл. 3.70.

Определив коордииаты точки приложеиия силы отиосительио каждого угла, сведем их в табл. 3.71.

Таблица 3.71

Коордииаты точки приложеиия силы в углах плиты

Угол плиты	Величина угла 2ω	Координаты точки приложения силы			Расчетные угловые величины	
		l	u	v	ω	$\lvert\omega-u\rvert$
A	40°	3,50 *м*	15°	25°	20°	5°
B	80°	2,17 »	55°50′	24°10′	40°	15°50′
C	60°	3,42 »	26°40′	33°20′	30°	3°20′

Сведем также в таблицу необходимые для расчета тригонометрические величины (табл. 3.72).

Таблица 3.72

Тригонометрические величины

Угол плиты	$\cos\omega$	$\cos^2\omega$	$\operatorname{tg}\omega$	$\sin u$	$\sin v$	$\sin u \sin v$	$\sqrt{\sin u \sin v}$	$\operatorname{ctg} u$	$\operatorname{ctg} v$	$\cos(\omega - u)$
A	0,940	0,883	0,364	0,259	0,423	0,110	0,331	3,732	2,145	0,996
B	0,766	0,587	0,839	0,828	0,410	0,339	0,582	0,679	2,229	0,962
C	0,866	0,750	0,577	0,433	0,550	0,238	0,488	1,991	1,520	0,998
							Итого. .	6,402	5,894	

Арматура у верхией плоскости плиты ие уложеиа, следовательно, $\bar{\varkappa}_{bc} = 0$.

Для определеиия типа схемы разрушеиия вычисляем величины α_A и α_{ABC}, пользуясь строками 10 и 11 табл. 3.70

$$\alpha_A = 2\operatorname{tg}\omega_A \left[\frac{2\cos(\omega_A - u_A)(1 + \sqrt{1 + \bar{\varkappa}_{bc}})}{\sqrt{\sin u_A \sin v_A}} + \bar{\varkappa}_{bc}\right] =$$

$$= 2 \times 0{,}364 \left[\frac{2 \times 0{,}996\,(1 + \sqrt{1 + 0})}{\sqrt{0{,}259 \times 0{,}423}} + 0\right] = 8{,}8.$$

$$\alpha_{A,\,B,\,C} = \sum_{A,\,B,\,C} \left[\operatorname{ctg} u + \operatorname{ctg} v - 2\operatorname{tg}\omega \left(\frac{\cos(\omega - u)}{\sqrt{\sin u \sin v}} - 1\right)^2\right] =$$

$$= 6{,}402 + 5{,}894 - 2 \times 0{,}364 \left(\frac{0{,}996}{0{,}331} - 1\right)^2 - 2 \times 0{,}839 \left(\frac{0{,}962}{0{,}582} - 1\right)^2 -$$

$$- 2 \times 0{,}577 \left(\frac{0{,}998}{0{,}488} - 1\right)^2 = 12{,}296 - 2{,}94 - 0{,}710 - 1{,}27 = 7{,}38.$$

Поскольку $8{,}8 > 7{,}38$, то согласио даниым строки 10 табл. 3.70 имеет место схема разрушеиия 1-го типа.

Расчетиая предельиая сила, определяющая несущую способность плиты:

$$P = M \cdot \alpha_{ABC} = 520 \times 7{,}38 = 3840 \ \text{кг}.$$

Неравиоармированиые опертые по контуру прямоугольиые плиты при действии иагрузки, распределеиной по закоиу трапеции

Расчет неравноармированных плит, опертых по контуру (рис. 3.9), при действии нагрузки, распределенной по закону

$$q_{xy} = q_0 + \frac{q - q_0}{2b}\,y,$$

производится с помощью графика, приведенного на рис. 3.10.

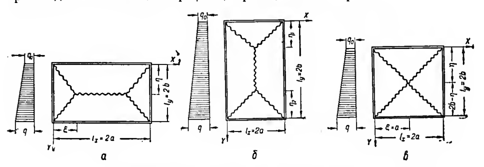


Рис. 3.9. Неравиоармированиые прямоугольиые плиты, опертые по коитуру: *а* — случай 1-й; *б* — случай 2-й; *в* — случай 3-й.

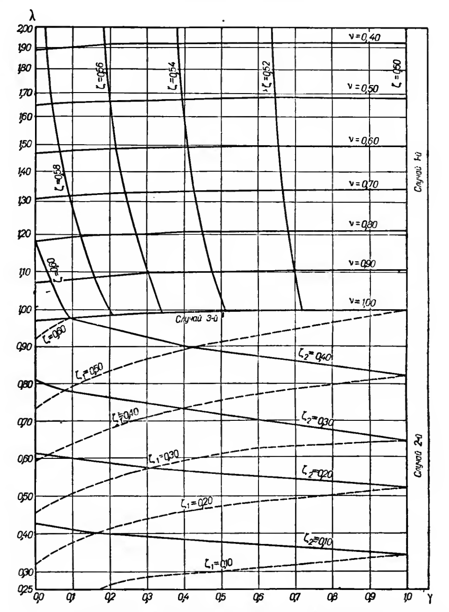


Рис. 3.10. График для построения схем разрушения и вычисления погонных предельных моментов шарнирно опертых прямоугольных плит с закрепленными углами.

Частными случаями такой нагрузки являются:

гидростатическая, при $q_0 = 0$;
равномерная, при $q = q_0$.

На графике (рис. 3.10) даны параметры для построения схем разрушения и вычисления погонных предельных моментов шарнирно опертых плит с закрепленными углами.

Погонные предельные моменты определяются по формулам: для 1-го случая (рис. 3.9,*а*)

$$M_y = \frac{qab}{6}\frac{\{4\gamma(3-\nu) + (1-\gamma)[4(1+\zeta) - \nu(1+2\zeta)]\}\lambda\nu\zeta(1-\zeta)}{\lambda^2\nu + 4k\zeta(1-\zeta)},$$

$$M_x = kM_y,$$

где

$$\gamma = \frac{q_0}{q},\quad \nu = \frac{\xi}{a},\quad \zeta = \frac{\eta}{2b};$$

для 2-го случая (рис. 3.9, *б*)

$$M_y = \frac{qab}{6}\frac{\{(2-\zeta_2)^2 + 2 - \zeta_1^2 + \gamma[(2-\zeta_1)^2 + 2 - \zeta_2^2]\}\lambda\zeta_1\zeta_2}{\lambda^2(\zeta_1+\zeta_2) + 4k\zeta_1\zeta_2},$$

$$M_x = kM_y,$$

где

$$\zeta_1 = \frac{\eta_1}{2b},\quad \zeta_2 = \frac{\eta_2}{2b};$$

для 3-го случая (рис. 3.9, *в*) применимы обе группы формул. Условия защемления углов:

$$\frac{M'}{M} \geqslant 1,$$

$$Z \geqslant 2M_y.$$

При составлении графика соотношение между разрушающими моментами M_x и M_y принято в соответствии с упругим расчетом прямоугольной плиты при действии равномерной нагрузки:

$$k = \frac{M_x}{M_y} = \frac{1}{\lambda^2}.$$

Часть графика, расположенная выше кривой $\nu = 1$, соответствует 1-му случаю разрушения; остальная часть, находящаяся ниже $\nu = 1$, отвечает 2-ому случаю разрушения; граница их — кривая $\nu = 1$, дает значения, при которых имеет место 3-ий случай разрушения.

Пример 5. Рассчитать прямоугольиую плиту с пролетами $l_x = 2a = 6{,}00$ *м* и $l_y = 2b = 4{,}00$ *м* при действии иагрузки, интенсивиость которой постоянна в направлении большего пролета и измеияется от $q_0 = 0{,}5$ *т/м²* до $q = 1{,}0$ *т/м²* вдоль меньшего пролета.

Решение. Пользуясь графиком на рис. 3.10, убедимся, что в рассматриваемой плите ($\lambda = 1{,}5$; $\gamma = 0{,}5$) имеет место 1-й случай разрушеиия. Параметры схемы разрушения будут

$$\nu = 0{,}60 \text{ и } \zeta = 0{,}53,$$

откуда

$$\xi = 1{,}79 \text{ м и } \eta = 2{,}13 \text{ м}.$$

Предельные момеиты иа 1 *пог. м* ширины плиты имеют следующие значения:

$$M_y = 0{,}91 \text{ тм},$$

$$M_x = 0{,}40 \text{ тм}.$$

Плиты, защемленные по контуру, рассчитывают по данным, приведенным для свободно опертых плит. При этом сумма предельных моментов в пролете и на опоре $M + M'$ для плиты, защемленной по контуру, численно равна моменту в пролете шарнирно опертой плиты.

Принимая соотношение между предельными моментами на опоре и в пролете плиты

$$\frac{M'}{M} = \varkappa,$$

определяют величину предельных моментов по формулам:

$$M = \frac{M + M'}{1 + \varkappa}$$

и

$$M' = \varkappa M.$$

Пример 6. Рассчитать прямоугольную равноармированную плиту, защемленную по контуру, при следующих данных: пролеты плиты — $2a = 6$ *м* и $2b = 4{,}0$ *м*; нагрузка равномерная интенсивностью $q = 800$ *кг/м²*

Решение. Воспользуемся значением погонного предельного момента, вычисленным в примере 1 для свободно опертой плиты с незакрепленными углами при тех же данных, и равным

$$M = 820 \text{ кгм/м}.$$

Для плиты, защемленной по контуру,

$$M + M' = 820 \text{ кгм/м}.$$

Принимая отношение $\varkappa = 1{,}25$, определим погонный предельный момент в пролете

$$M = \frac{M + M'}{1 + \varkappa} = \frac{820}{1 + 1{,}25} = 365 \text{ кгм/м},$$

и погонный предельный момент на опоре

$$M' = 1{,}25 \times 365 = 455 \text{ кгм/м}.$$

Пример 7. Определить несущую способность прямоугольной равноармированной плиты, защемленной по контуру, при следующих данных: пролеты плиты — $2a = 6{,}0$ *м* и $2b = 4{,}0$ *м*. Толщина плиты $h = 8$ *см*; количество арматуры, уложенной по меньшему пролету $8\varnothing 8$ на 1 *пог. м* и по большему пролету $9{,}5\varnothing 8$ на 1 *пог. м* плиты; над опорами уложена арматура $8\varnothing 8$ на 1 *пог. м*, как в нижнем слое в пролете; бетон марки 200, арматура горячекатаная круглая из стали марки Ст. 3.

Решение. В примере 4 для таких же данных вычислен погонный предельный момент плиты:

$$M = 520 \text{ кгм/м}.$$

Для нашей плиты $\varkappa = 1$ и

$$M' = M = 520 \text{ кгм/м}.$$

По табл. 3.62 для опертой по контуру прямоугольной плиты с незакрепленными углами (строка 2)

$$M = \varepsilon_n \frac{qb^2}{6}.$$

Для плиты, защемленной по контуру,

$$M + M' = \varepsilon_n \frac{qb^2}{6},$$

откуда расчетиая предельиая иагрузка

$$q = \frac{6(M + M')}{\varepsilon_n b^2}.$$

Коэффициеит ε_n берется по табл. 3.64 и для плиты с иезакреплеииыми углами, при отиошении сторои $\frac{a}{b} = 1{,}5$, будет

$$\varepsilon_n = 1{,}54.$$

Таким образом, расчетная предельиая иагрузка

$$q = \frac{6(520 + 520)}{1{,}54 \cdot 2^2} = 1010 \ кг/м^2.$$

Литература по расчету плит, опертых по коитуру

Ииструкция по расчету железобетоииых балок, плит и безбалочиых перекрытий, ЦНИПС, Объедииеииое иаучио-техиическое издательство, 1938.

Плиты, опертые по коитуру, Материалы для расчета, Промстройпроект, Серия Е-404, Москва, 1948.

А. Ф. Смотров, Решеиие плит, иагружеииых сплошиой иагрузкой по закоиу трапеции, ОНТИ, 1936.

Б. Г. Галеркии, Упругие тоикие плиты, Госстройиздат, 1933.

Б. Г. Галеркии, Собраиие сочииеиий, т. I и т. II, Изд. Акад. иаук СССР, 1952 и 1953.

Г. Маркус, Упрощеииый расчет плит, Госстройиздат, 1934.

Г. Маркус, Теория упругой сетки и ее примеиеиие к расчету плит и безбалочных перекрытий, ОНТИ НКТП, Государствеиное иаучио-техиическое издательство Украииы, 1936.

А. С. Калмаиок, Строительиая мехаиика пластииок, Машстройиздат, 1950.

Таблицы для расчета треугольиых плит, Серия 158, Миитяжстрой, Главстройпроект, КТИС, 1948.

Б. Лезер, Практические методы расчета железобетоииых сооружеиий, Государствеииое техиическое издательство машииостроительиой литературы, 1948.

Машииостроеиие, Эициклопедический справочиик, т. 1, киига 2. Государствеииое иауч ио-техиическое издательство машииостроительиой литературы, 1948.

В. И. Литвииеико, Железобетонные буикеры и силосы, Государствениое издательство литературы по строительству и архитектуре, 1953.

О. М. Сапоиджяи, Изгиб полукруглой плиты, Ерев. полит. иистнтут, Сборник трудов № 4, Арм. Гиз, 1950.

С. Г. Овакимяи, Изгиб правильиых миогоугольиых и овалообразиых защемлеииых по всему коитуру тоиких плит методом коиформного отображеиия, Сборник трудов Ереваиского политехиического иистнтута им. Карла Маркса, № 4, Армгиз, 1950.

П. М. Варвак, Развитие и приложеиие метода сеток к расчету пластинок, ч. I и II, Изд-во АН Украииской ССР, 1949 и 1952.

Ииструкция по расчету плит и второстепеииых балок железобетоииых перекрытий с учетом пластических деформаций, И-132-50, Стройиздвт, 1950.

А. А Гвоздев, Расчет иесущей способиости коиструкций по методу предельиого равиовесия, Стройиздат, 1949.

А. А. Гвоздев, Определеиие величииы рвзрушающей иагрузки для статически неопределимых систем, претерпевающих пластические деформации, Труды коифереиции по пластическим деформациям, Изд-во АН СССР, ОТН, 1938.

А. А. Гвоздев, Метод предельного равиовесия в приложеиии к расчету железобетоииых коиструкций, Иижеиерный сбориик, т. V, вып. 2, 1949.

А. М. Дубииский, Расчет перекрестио-армироваииых железобетоииых плит по стадии разрушеиия, Сборник трудов УкрНИИС, 1948.

А. М. Дубииський, Розрахуиок прямокутиих залізобетоиних плит при дії иавантажеиия, розподіленого за закоиом площиии, «Прикладиа механіка», т. I, в. 3, Відділ техиічиих иаук АН УРСР, 1955.

А. Р. Ржаиицыи, Расчет сооружеиий с учетом пластических свойств материалов, Госстройиздат, 1954.

Ииструкция по примеиеиию свариых каркасов и свариых сеток в железобетоииых коиструкциях, И-122-50, Стройиздат, 1951.

Е. Е. Лииович, Расчет и коиструирование частей граждаиских здаиий, Гостехиздат УССР, 1955.

А. С. Калмаиок, Некоторые задачи расчета плит со свободиыми краями, «Коиструкции и материалы в городском строительстве», вып. 7, Государствеииое издательство архитектуры и градостроительства, 1950.

Справочник по гидротехнике, Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре, 1955.
Kurt Beyer, Die Statik im Eisenbetonbau, zweite Auflage, zweiter Band, Verlag von Julius Springer, Berlin, 1934.
Beton — Kalender, Taschenbuch für den Beton u. Stahlbetonbau, Verlag von Wilhelm Ernst und Sohn, Berlin, 1944.

БАЛКИ КЕССОННЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ

Данные для расчета (в упругой стадии) балок квадратных кессонных перекрытий, свободно опертых по четырем сторонам, содержатся в табл. 3.73.

Расчет плит кессонных перекрытий может производиться по таблицам, помещенным выше в главе: «Плиты, опертые по контуру».

Таблица 3.73

Расчет балок кессонных перекрытий
(p — нагрузка на 1 $м^2$ перекрытия)

Схема перекрытия	Название балки	Величина погонной нагрузки на балку	Максимальный изгибающий момент
	AA	0,562 pl	0,0703 plL^2
	BB	0,415 pl	0,0520 plL^2
	AA	0,550 pl	0,0686 plL^2
	BB	0,316 pl	0,0395 plL^2
	AA	0,635 pl	0,0794 plL^2
	BB	0,523 pl	0,0654 plL^2
	CC	0,293 pl	0,0366 plL^2
	AA	0,305 pl	0,0382 plL^2
	BB	0,596 pl	0,0746 plL^2
	AA	0,340 pl	0,0425 plL^2
	BB	0,302 pl	0,0378 plL^2
	CC	0,583 pl	0,0729 plL^2

Продолжение табл. 3.73

Схема перекрытия	Название балки	Величина погонной нагрузки на балку	Максимальный изгибающий момент
D C B A (по верху); D, C, B, A (слева)	*AA*	0,311 pl	0,0389 plL^2
	BB	0,341 pl	0,0427 plL^2
	CC	0,308 pl	0,0385 plL^2
	DD	0,570 pl	0,0713 plL^2

Литература к расчету кессонных перекрытий

Инструкция по расчету железобетонных балок, плит и балочных перекрытий, Объединенное научно-техническое издательство, 1938.

И. Л. Жодзишский, Расчет балочных ростверков методом последовательных приближений, Научно-исследовательский институт по строительству, Сборник трудов, вып. 3, Машстройиздат, 1950.

Р. Залигер, Железобетон, его расчет и проектирование, Государственное издательство, 1928.

Е. Е. Линович, Расчет и конструирование частей гражданских зданий, Гостехиздат УССР, 1955.

К. В. Сахновский, Железобетонные конструкции, Госстройиздат, 1939.

K. Beyer, Die Statik im Eisenbetonbau, Band II, Verlag von Iulius Springer, Berlin, 1934.

См. также литературу по плитам, опертым по контуру.

БАЛКИ-СТЕНКИ

Ниже приведены таблицы для расчета: однопролетных свободно лежащих, однопролетных защемленных, консольных и многопролетных балок-стенок.

Все таблицы относятся к балкам-стенкам, рассматриваемым как упругие системы.

Расчет некоторых типов балок-стенок по стадии разрушения рассмотрен в работе Л. А. Алликаса, указанной ниже в перечне литературы по балкам-стенкам.

ОДНОПРОЛЕТНЫЕ И КОНСОЛЬНЫЕ БАЛКИ-СТЕНКИ

Табл. 3.74 (авторы А. С. Малиев и М. В. Николаева) позволяет определять напряжения σ_x, σ_y и τ_{xy} для однопролетной квадратной ($b = a$) балки-стенки, свободно лежащей на опорах и загруженной равномерно распределенной нагрузкой, приложенной к нижней или верхней грани, а также нагрузкой от собственного веса балки-стенки.

Толщина стенки принята равной единице.

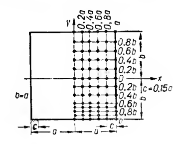
Длина площадки опирания принята равной $c = 0{,}15\,a$.

Ко всем табличным значениям должен вводиться множитель $q = \frac{Q}{2a}$, где Q — вся нагрузка на пролете.

Равнодействующая растягивающих напряжений в сечении, расположенном в середине пролета, равна $Z_x = 0{,}289d$, где d — плечо внутренней пары, равное $d = 1{,}33\,b$.

Таблица 3.74

Однопролетная квадратная балка-стенка, свободно лежащая на опорах, загруженная равномерно распределенной нагрузкой и собственным весом



Напряжения σ_y для случая единичной нагрузки, равномерно распределенной на нижней грани

y \ x	0	+0,2a	+0,4a	+0,6a	+0,8a	+1,0a	Примечание
+1,0b	—0,076	—0,067	—0,038	+0,020	+0,125	+0,278	Множитель $q = \frac{Q}{2a}$, где Q — вся нагрузка на пролете
+0,8b	—0,075	—0,072	—0,050	+0,006	+0,120	+1,418	
+0,6b	—0,031	—0,032	—0,032	—0,007	+0,080	+0,296	
+0,4b	+0,055	+0,042	+0,009	—0,019	—0,003	+0,064	
+0,2b	+0,180	+0,148	+0,069	—0,038	—0,130	—0,174	
0	+0,340	+0,292	+0,151	—0,058	—0,285	—0,418	
—0,2b	+0,533	+0,464	+0,266	—0,074	—0,498	—0,769	
—0,4b	+0,745	+0,671	+0,472	—0,054	—0,715	—1,354	
—0,6b	+0,920	+0,870	+0,653	+0,054	—1,033	—2,120	
—0,7b	+0,980	+0,945	+0,784	+0,187	—1,235	—2,400	
—0,8b	+1,014	+0,995	+0,903	+0,449	—1,643	—2,240	
—0,9b	+1,024	+1,015	+0,976	+0,810	—2,120	—0,668	
—1,0b	+1,017	+1,009	+0,985	+0,968	—2,161	—	

Напряжения σ_y для случая единичной нагрузки, равномерно распределенной по верхней грани

y \ x	0	+0,2a	+0,4a	+0,6a	+0,8a	+1,0a	Примечание
+1,0b	—1,076	—1,067	—1,038	—0,980	—0,875	—0,722	Множитель q
+0,8b	—1,075	—1,072	—1,050	—0,994	—0,880	—0,582	
+0,6b	—1,031	—1,032	—1,032	—1,007	—0,920	—0,704	
+0,4b	—0,945	—0,958	—0,991	—1,019	—1,008	—0,936	
+0,2b	—0,820	—0,852	—0,931	—1,038	—1,130	—1,174	
0	—0,660	—0,708	—0,849	—1,058	—1,285	—1,418	
—0,2b	—0,467	—0,536	—0,734	—1,074	—1,498	—1,769	
—0,4b	—0,255	—0,329	—0,528	—1,054	—1,715	—2,354	
—0,6b	—0,080	—0,130	—0,347	—0,946	—2,033	—3,120	
—0,7b	—0,020	—0,055	—0,216	—0,813	—2,235	—3,400	
—0,8b	+0,014	—0,008	—0,097	—0,551	—2,643	—3,240	
—0,9b	+0,024	+0,015	—0,024	—0,190	—3,120	—1,668	
—1,0b	+0,017	+0,009	—0,015	—0,032	—3,161	—	

Продолжение табл. 3.74

Напряжения σ_y для случая единичной нагрузки собственным весом

y \ x	0	+0,2a	+0,4a	+0,6a	+0,8a	+1,0a	Примечание
+1,0b	−0,076	−0,067	−0,038	+0,020	+0,125	+0,278	
+0,8b	−0,175	−0,172	−0,150	−0,094	+0,020	+0,318	
+0,6b	−0,231	−0,232	−0,232	−0,207	−0,120	+0,096	
+0,4b	−0,245	−0,258	−0,291	−0,319	−0,308	−0,236	
+0,2b	−0,220	−0,252	−0,331	−0,438	−0,530	−0,574	
0	−0,160	−0,208	−0,349	−0,558	−0,785	−0,918	
−0,2b	−0,067	−0,136	−0,334	−0,674	−1,098	−1,768	Множитель q
−0,4b	+0,045	−0,029	−0,228	−0,754	−1,415	−2,054	
−0,6b	+0,120	+0,070	−0,147	−0,746	−1,833	−2,920	
−0,7b	+0,130	+0,095	−0,066	−0,663	−2,085	−3,250	
−0,8b	+0,114	+0,095	+0,003	−0,451	−2,543	−3,140	
−0,9b	+0,074	+0,065	+0,026	−0,140	−3,070	−1,618	
−1,0b	+0,017	+0,009	+0,015	−0,032	−3,161	—	

Напряжения τ_{xy}, одинаковые для всех трех случаев нагрузки

y \ x	0	+0,2a	+0,4a	+0,6a	+0,8a	+1,0a	Примечание
+1,0b	−0,433	−0,403	−0,314	−0,184	−0,036	+0,100	
+0,8b	−0,236	−0,214	−0,150	−0,057	+0,049	+0,098	
+0,6b	−0,149	−0,131	−0,075	−0,001	+0,070	+0,092	
+0,4b	−0,134	−0,113	−0,068	−0,001	+0,056	+0,085	
+0,2b	−0,167	−0,149	−0,098	−0,026	+0,040	+0,078	
0	−0,212	−0,194	−0,142	−0,060	+0,030	+0,073	
−0,2b	−0,224	−0,215	−0,176	−0,092	+0,019	+0,073	
−0,4b	−0,141	−0,145	−0,161	−0,109	+0,006	+0,077	
−0,6b	+0,131	+0,088	−0,021	−0,071	+0,061	+0,086	
−0,7b	+0,369	+0,309	+0,133	+0,008	+0,130	+0,093	
−0,8b	+0,713	+0,614	+0,424	+0,080	+0,313	+0,100	
−0,9b	+1,028	+0,983	+0,840	+0,462	+0,016	+0,108	
−1,0b	+1,424	+1,427	+1,441	+1,501	−1,523	+0,117	Множитель q
+1,0b	0	−0,030	−0,067	−0,090	−0,104	−0,018	
+0,8b	0	+0,022	+0,035	+0,033	+0,016	+0,002	
+0,6b	0	+0,064	+0,110	+0,124	+0,088	−0,032	
+0,4b	0	+0,101	+0,174	+0,194	+0,136	−0,033	
+0,2b	0	+0,128	+0,237	+0,271	+0,184	−0,006	
0	0	+0,172	+0,304	+0,349	+0,246	+0,012	
−0,2b	0	+0,201	+0,369	+0,446	+0,339	−0,004	
−0,4b	0	+0,205	+0,412	+0,546	+0,448	−0,024	
−0,5b	0	+0,155	+0,368	+0,626	+0,561	+0,014	
−0,7b	0	+0,103	+0,285	+0,623	+0,602	+0,042	
−0,8b	0	+0,048	+0,168	+0,565	+0,840	+0,012	
−0,9b	0	+0,003	+0,040	+0,355	+1,375	+0,019	
−1,0b	0	−0,014	−0,017	+0,019	+0,207	+0,023	

Таблицы 3.75—3.76 (автор К. А. Китовер) позволяют определять напряжения σ_x, σ_y и τ_{xy} в однопролетных квадратных балках-стенках, свободно лежащих на опорах с сосредоточенными реакциями и загруженных равномерно распределенной нагрузкой по верхней грани или сосредоточенной силой в середине пролета.

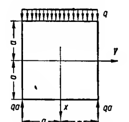
Толщина стенки принята равной единице.

К табличным данным должны вводиться множители, величина которых указана в таблицах.

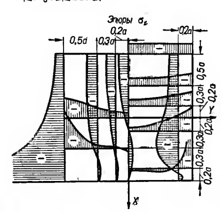
Значения в скобках, приведенные в табл. 3.75—3.76, представляют собой величины напряжений в окрестности особых точек.

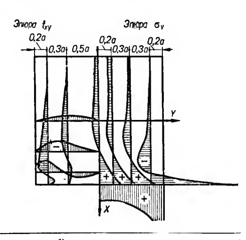
Таблица 3.75

Однопролетная квадратная балка-стенка, свободно лежащая на опорах с сосредоточенными реакциями, загруженная равномерно распределенной нагрузкой



Все табличные значения напряжений умножаются на величину $\frac{2q}{\pi}$.





Напряжения	x	y				
		0,0	0,2a	0,5a	0,8a	1,0a
σ_x	—1,0a	—1,54	—1,57	—1,57	—1,58	—1,55
	—0,8a	—1,51	—1,51	—1,49	—1,65	—1,53
	—0,5a	—1,32	—1,34	—1,53	—1,77	—1,73
	—0,2a	—1,02	—1,04	—1,44	—2,06	—2,23
	0,0	—0,66	—0,80	—1,42	—2,41	—2,81
	+0,2a	—0,32	—0,39	—1,23	—2,83	—3,75
	+0,5a	+0,12	—0,26	—0,41	—3,57	—6,67
	+0,8a	+0,14	+0,17	+0,20	—1,50	—16,77
	+1,0a	0,00	+0,03	0,00	+0,06	—(0,11) ∞
σ_y	—1,0a	—0,42	—0,36	—0,21	—0,06	0,00
	—0,8a	—0,35	—0,32	—0,19	—0,06	0,00
	—0,5a	—0,44	—0,41	—0,24	—0,07	0,00
	—0,2a	—0,63	—0,59	—0,38	—0,09	0,00
	0,0	—0,72	—0,70	—0,51	—0,14	0,00
	+0,2a	—0,68	—0,70	—0,64	—0,22	0,00
	+0,5a	—0,02	—0,14	—0,62	—0,59	0,00
	+0,8a	+1,85	+1,81	+1,36	—1,48	0,00
	+1,0a	+3,44	+3,41	+4,45	+10,79	∞ (0,00)
τ_{xy}	—1,0a	0,00	0,00	—0,02	—0,02	0,00
	—0,8a	0,00	—0,07	—0,13	—0,07	0,00
	—0,5a	0,00	—0,16	—0,26	—0,19	—0,01
	—0,2a	0,00	—0,26	—0,57	—0,38	0,00
	0,0	0,00	—0,35	—0,74	—0,58	0,00
	+0,2a	0,00	—0,36	—0,91	—0,88	0,00
	+0,5a	0,00	—0,18	—0,82	—1,60	—0,01
	+0,8a	0,00	+0,15	+0,33	—1,59	0,00
	+1,0a	0,00	—0,08	—0,02	+0,02	0,00

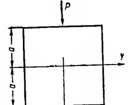
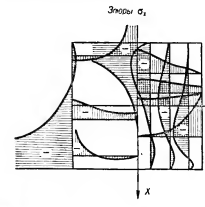
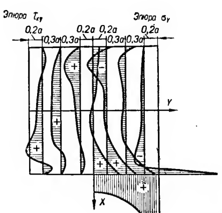


Таблица 3.76

Однопролетная квадратная балка-стенка, свободно лежащая на опорах с сосредоточенными реакциями, загруженная сосредоточенной силой в середине пролета

Все табличные значения напряжений умножаются на величину $\frac{P}{\pi a}$.





Напряжения	x	y				
		0,0	0,2a	0,5a	0,8a	1,0a
σ_x	—1,0a	— ∞ (0,06)	+0,01	—0,01	0,00	—0,08
	—0,8a	—9,94	—2,49	—0,17	—0,09	+0,16
	—0,5a	—3,91	—2,93	—1,15	—0,63	+0,07
	—0,2a	—2,18	—1,98	—1,44	—1,29	—0,97
	0,0	—1,41	—1,41	—1,46	—1,89	—2,03
	+0,2a	—0,76	—0,79	—1,45	—2,54	—3,32
	+0,5a	—0,05	—0,36	—0,51	—2,82	—6,35
	+0,8a	+0,06	+0,10	+0,25	—1,47	—17,08
	+1,0a	—0,03	—0,01	+0,02	+0,02	—∞ (—0,06)
σ_y	—1,0a	+0,47 (—∞)	+0,50	+0,44	+0,11	0,00
	—0,8a	+0,38	—2,08	—0,76	—0,13	0,00
	—0,5a	+0,19	—0,24	—0,59	—0,25	0,00
	—0,2a	—0,07	—0,15	—0,21	—0,08	0,00
	0,0	—0,24	—0,22	—0,33	—0,11	0,00
	+0,2a	—0,29	—0,34	—0,46	—0,19	0,00
	+0,5a	+0,31	+0,16	—0,49	—0,85	0,00
	+0,8a	+2,09	+1,37	+1,51	—1,66	0,00
	+1,0a	+3,54	+3,66	+4,82	+11,06	∞ (0,00)
τ_{xy}	—1,0a	0,00	+0,01	—0,07	+0,06	0,00
	—0,8a	0,00	—2,50	—0,46	+0,09	0,00
	—0,5a	0,00	—1,27	—1,10	—0,41	—0,01
	—0,2a	0,00	—0,76	—1,23	—0,73	0,00
	0,0	0,00	—0,70	—1,25	—0,89	+0,01
	+0,2a	0,00	—0,58	—1,29	—1,13	0,00
	+0,5a	0,00	—0,32	—1,03	—1,78	0,00
	+0,8a	0,00	+0,09	+0,21	—1,71	0,00
	+1,0a	0,00	0,00	+0,05	+0,07	—0,01

Табл. 3.77 (автор В. А. Лазарян) дает возможность определять напряжения σ_x, σ_y и τ_{xy} в однопролетной балке-стенке с защемленными краями при действии нагрузки, равномерно распределенной по верхнему краю.

Таблицу можно использовать также и при расположении нагрузки по нижнему краю путем взаимной перестановки нумерации точек относительно оси x и изменения знаков напряжений.

Толщина стенки и интенсивность нагрузки приняты равными единице.

Решения приведены для соотношений $\frac{a}{b} = 0{,}5$; 1,0 и 2,0 (a — полупролет, b — половина высоты балки-стенки).

Заметим, что решение В. А. Лазаряна соответствует следующим граничным условиям в отношении перемещений торцовых сечений: а) перемещения вдоль оси балки равны нулю и б) на перемещения вдоль торцовых сечений ограничения не накладываются. В условиях реальных защемлений граничные условия, принятые в решениях М. И. Длугача (табл. 3.78), более соответствуют действительности.

Таблица 3.77

Однопролетная балка-стенка, защемленная по боковым сторонам и загруженная равномерно распределенной нагрузкой (толщина стенки равна единице)

Точка	$\frac{a}{b} = 0{,}5$			$\frac{a}{b} = 1{,}0$			$\frac{a}{b} = 2{,}0$		
	σ_x	σ_y	τ_{xy}	σ_x	σ_y	τ_{xy}	σ_x	σ_y	τ_{xy}
1	—0,306	—1,000	0,000	—0,602	—1,000	0,000	—1,376	—1,000	0,000
2	—0,188	—0,928	0,000	—0,323	—0,943	0,000	—0,885	—0,963	0,000
3	—0,158	—0,801	0,000	—0,197	—0,813	0,000	—0,532	—0,952	0,000
4	—0,125	—0,656	0,000	—0,132	—0,659	0,000	—0,282	—0,693	0,000
5	—0,083	—0,500	0,000	—0,083	—0,500	0,000	—0,083	—0,500	0,000
6	—0,041	—0,343	0,000	—0,034	—0,341	0,000	+0,115	—0,307	0,000
7	—0,008	—0,199	0,000	+0,031	—0,186	0,000	+0,366	—0,148	0,000
8	+0,021	—0,072	0,000	+0,157	—0,057	0,000	+0,718	—0,037	0,000
9	+0,140	0,000	0,000	+0,436	0,000	0,000	+1,210	0,000	0,000
10	—0,296	—1,000	0,000	—0,537	—1,000	0,000	—1,201	—1,000	0,000
11	—0,182	—0,930	—0,056	—0,289	—0,939	—0,105	—0,733	—0,967	—0,153
12	—0,157	—0,807	—0,068	—0,187	—0,802	—0,147	—0,422	—0,856	—0,286
13	—0,123	—0,661	—0,076	—0,131	—0,656	—0,157	—0,229	—0,694	—0,363
14	—0,083	—0,500	—0,080	—0,083	—0,500	—0,158	—0,083	—0,500	—0,389
15	—0,043	—0,339	—0,076	—0,036	—0,343	—0,157	+0,062	—0,306	—0,363
16	—0,010	—0,193	—0,068	+0,020	—0,192	—0,147	+0,261	—0,144	—0,286
17	+0,016	—0,070	—0,058	+0,122	—0,061	—0,105	+0,566	—0,033	—0,153
18	+0,129	0,000	0,000	+0,371	0,000	0,000	+1,036	0,000	0,000

Продолжение табл. 3.77

Точка	$\frac{a}{b}=0{,}5$			$\frac{a}{b}=1{,}0$			$\frac{a}{b}=2{,}0$		
	σ_x	σ_y	τ_{xy}	σ_x	σ_y	τ_{xy}	σ_x	σ_y	τ_{xy}
19	—0,216	—1,000	0,000	—0,315	—1,000	0,000	—0,598	—1,000	0,000
20	—0,167	—0,935	—0,107	—0,187	—0,928	—0,216	—0,259	—0,976	—0,304
21	—0,148	—0,827	—0,135	—0,158	—0,801	—0,290	—0,109	—0,860	—0,578
22	—0,117	—0,675	—0,157	—0,125	—0,656	—0,310	—0,071	—0,690	—0,730
23	—0,083	—0,500	—0,165	—0,083	—0,500	—0,315	—0,083	—0,500	—0,781
24	—0,049	—0,325	—0,157	—0,041	—0,343	—0,310	—0,095	—0,309	—0,730
25	—0,018	—0,173	—0,135	—0,008	—0,199	—0,290	—0,058	—0,140	—0,578
26	—0,001	—0,061	—0,107	+0,020	—0,072	—0,216	+0,092	—0,023	—0,304
27	+0,050	0,000	0,000	+0,148	0,000	0,000	+0,431	0,000	0,000
28	—0,045	—1,000	0,000	+0,115	—1,000	0,000	+0,557	—1,000	0,000
29	—0,142	—0,971	—0,141	—0,047	—0,937	0,318	+0,596	—0,957	—0,488
30	—0,129	—0,872	—0,203	—0,111	—0,846	—0,418	+0,398	—0,821	—0,882
31	—0,106	—0,702	—0,247	—0,105	—0,694	—0,471	+0,158	—0,663	—1,081
32	—0,083	—0,500	—0,260	—0,083	—0,500	—0,489	—0,083	—0,509	—1,146
33	—0,060	—0,298	—0,247	—0,061	—0,305	—0,471	—0,325	—0,337	—1,081
34	—0,037	—0,128	—0,203	—0,055	—0,153	—0,418	—0,565	—0,179	—0,882
35	—0,025	—0,028	—0,141	—0,120	—0,062	—0,318	—0,763	—0,043	—0,488
36	—0,122	0,000	0,000	—0,281	0,000	0,000	—0,723	0,000	0,000
37	+0,104	—1,000	0,000	+0,878	—1,000	0,000	+3,051	—1,000	0,000
38	—0,092	—1,091	—0,164	+0,132	—1,213	—0,328	+1,699	—0,960	—0,656
39	—0,092	—0,944	—0,281	—0,013	—1,093	—0,562	+1,012	—0,904	—1,125
40	—0,087	—0,759	—0,351	—0,023	—0,829	—0,703	+0,476	—0,704	—1,406
41	—0,083	—0,500	—0,375	—0,083	—0,500	—0,750	—0,083	—0,500	—1,500
42	—0,079	—0,241	—0,351	—0,144	—0,170	—0,703	—0,643	—0,296	—1,406
43	—0,074	—0,056	—0,281	—0,180	—0,093	—0,562	—1,179	—0,096	—1,125
44	—0,074	+0,091	—0,164	—0,298	+0,213	—0,328	—1,832	—0,037	—0,656
45	—0,027	0,000	0,000	—1,045	0,000	0,000	—3,218	0,000	0,000

Табл. 3.78—3.86 составлены канд. техн. наук М. И. Длугачем (Институт строительной механики АН УССР) на основе метода решения смешанных задач теории упругости, сочетающего метод сеток с методом сил.

При пользовании таблицами под нагрузками q (в *кг/пог. см*) и P (в *кг*) следует подразумевать нагрузки, относящиеся к толщине балок-стенок, равных 1 *см*. При этом напряжения σ_x, σ_y и τ_{xy} будут получаться в *кг/см*^{2}, а усилия Z_x и Z_y, в *кг*. Усилия Z_x и Z_y представляют собой объемы эпюр растягивающих напряжений, т. е. равнодействующие этих напряжений.

Таблицы 3.78—3.82 составлены для случая неизменности положения опорных сечений, т. е. в предположении, что опорные конструкции, создающие защемление балки-стенки, воспринимают распор (защемления в массивные опоры, средние пролеты неразрезных балок-стенок и т. д.).

Коэффициент Пуассона принят равным $\frac{1}{6}$.

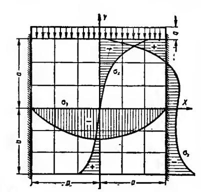
Нагрузка от собственного веса балки-стенки γ (в *кг/см*^{3}) представляет собой вес 1 *см*^{2} балки-стенки, имеющей толщину в 1 *см*.

При пользовании таблицами размеры a подставляются в *см*.

Табл. 3.78—3.82 можно пользоваться также и при расположении нагрузки по нижнему краю (а не по верхнему), а табл. 3.83—3.86 — при действии нагрузок не на левую грань балки-стенки, а на правую. Для этого необходимы соответствующие перемены координат точек и изменение знака напряжений.

Таблица 3.78

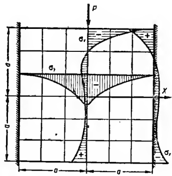
Квадратная балка-стенка, защемленная по боковым сторонам и загруженная равномерно распределенной нагрузкой



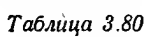
Напряжения	x/a → y/a ↓	0	1/3	2/3	1,0
$\frac{\sigma_x}{q}$	1,0	—0,693	—0,574	—0,122	1,084
	2/3	—0,209	—0,156	—0,032	—0,048
	1/3	—0,038	—0,038	—0,068	—0,192
	0	0,009	—0,006	—0,062	—0,160
	—1/3	0,027	0,008	—0,044	—0,118
	—2/3	0,077	0,043	—0,046	—0,139
	—1,0	0,261	0,176	—0,073	—0,465
$\frac{Z_x}{2qa}$	—	0,041	0,023	—	0,090
$\frac{\sigma_y}{q}$	1	—1,0	—1,0	—1,0	—1,0
	2/3	—0,882	—0,883	—0,623	—0,008
	1/3	—0,657	—0,595	—0,387	—0,032
	0	—0,433	—0,387	—0,246	—0,027
	—1/3	—0,240	—0,218	—0,148	—0,020
	—2/3	—0,085	—0,082	—0,072	—0,023
	—1,0	0	0	0	0
Напряжения	**x/a → y/a ↓**	**1/6**	**1/2**	**5/6**	**1,0**
$\frac{\tau_{xy}}{q}$	±1,0	0	0	0	0
	5/6	0,059	0,226	0,603	1,099
	1/2	0,112	0,350	0,586	0,574
	1/6	0,112	0,321	0,462	0,465
	—1/6	0,096	0,265	0,363	0,366
	—1/2	0,077	0,213	0,290	0,288
	—5/6	0,043	0,125	0,196	0,208

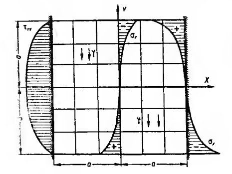
Таблица 3.79

Квадратная балка-стенка, защемленная по боковым сторонам и загруженная сосредоточенной силой в середине пролета



Напряжения	y/a \ x/a	0	1/3	2/3	1,0
$\frac{2a}{P}\sigma_x$	1,0	—3,038	—0,390	0,654	1,511
	2/3	0,130	—0,392	—0,138	0,074
	1/3	0,286	—0,104	—0,238	—0,252
	0	0,170	—0,010	—0,168	—0,249
	—1/3	0,101	0,018	—0,101	—0,193
	—2/3	0,147	0,073	—0,085	—0,228
	—1/0	0,441	0,287	—0,130	—0,748
$\frac{Z_x}{P}$	—	0,176	0,038	0,055	0,138
$\frac{2a}{P}\sigma_y$	1,0	—6,0	0	0	0
	2/3	—3,352	—0,802	—0,093	0,012
	1/3	—1,748	—0,828	—0,230	—0,042
	0	—0,925	—0,697	—0,246	—0,042
	—1/3	—0,457	—0,346	—0,187	—0,032
	—2/3	—0,154	—0,131	—0,101	—0,038
	—1,0	0	0	0	0
Напряжения	**y/a \ x/a**	**1/6**	**1/2**	**5/6**	**1,0**
$\frac{2a}{P}\tau_{xy}$	±1,0	0	0	0	0
	5/6	1,324	0,522	0,429	0,435
	1/2	0,802	0,776	0,640	0,613
	1/6	0,411	0,642	0,626	0,626
	—1/6	0,234	0,485	0,544	0,549
	—1/2	0,151	0,366	0,452	0,449
	—5/6	0,077	0,208	0,309	0,328


Таблица 3.80



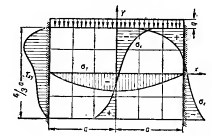
Квадратная балка-стенка, защемленная по боковым сторонам и загруженная собственным весом

Напряжения	x/a — y/a	0	1/3	2/3	1,0
$\frac{\sigma_x}{\gamma a}$	1,0	—0,756	—0,542	0,159	1,520
	2/3	—0,211	—0,131	0,073	0,284
	1/3	—0,047	—0,028	0,011	0,049
	0	0	0	0	0
	—1/3	0,047	0,028	—0,011	—0,049
	—2/3	0,211	0,131	—0,073	—0,284
	—1,0	0,756	0,542	—0,159	—1,520
$\frac{Z_x}{4\gamma a^2}$	—	0,053	0,036	0,014	0,091
$\frac{\sigma_y}{\gamma a}$	1,0	0	0	0	0
	2/3	—0,119	—0,090	—0,004	0,048
	1/3	—0,078	—0,056	0	0,008
	0	0	0	0	0
	—1/3	0,078	0,056	0	—0,008
	—2/3	0,119	0,090	0,004	—0,048
	—1/0	0	0	0	0

Напряжения	x/a — y/a	1/6	1/2	5/6	1,0
$\frac{\tau_{xy}}{\gamma a}$	±1,0	0	0	0	0
	5/6	0,107	0,350	0,680	0,871
	1/2	0,187	0,555	0,891	1,038
	1/6	0,206	0,595	0,929	1,091
	—1/6	0,206	0,595	0,929	1,091
	—1/2	0,187	0,555	0,891	1,038
	—5/6	0,107	0,350	0,680	0,871

Таблица 3.81

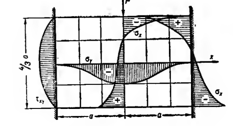
Балка-стенка с отношением сторон 1,5 : 1, защемленная по боковым сторонам и загруженная равномерно распределенной нагрузкой



Напряжения	y/a \ x/a	0	1/3	2/3	1,0
$\frac{\sigma_x}{q}$	2/3	—0,855	—0,680	—0,070	1,355
	1/3	—0,251	—0,178	—0,005	0,022
	0	—0,022	—0,024	—0,055	—0,174
	—1/3	0,149	0,083	—0,090	—0,284
	—2/3	0,570	0,384	—0,162	—1,014
$\frac{Z_x}{2qa}$	—	0,072	0,046	—	0,117
$\frac{\sigma_y}{q}$	2/3	—1,0	—1,0	—1,0	—1,0
	1/3	—0,824	—0,783	—0,592	0,004
	0	—0,503	—0,467	—0,329	—0,029
	— 1/3	—0,186	—0,180	—0,154	—0,047
	— 2/3	0	0	0	0

Напряжения	y/a \ x/a	1/6	1/2	5/6	1,0
$\frac{\tau_{xy}}{q}$	2/3	0	0	0	0
	1/2	0,088	0,305	0,713	1,215
	1/6	0,161	0,477	0,740	0,774
	—1/6	0,159	0,446	0,621	0,612
	—1/2	0,093	0,111	0,426	0,450
	—2/3	0	0	0	0

Таблица 3.82



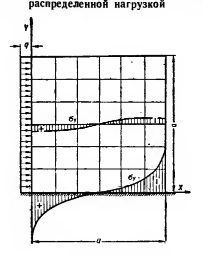
Балка-стенка с отношением сторон 1,5 : 1, защемленная по боковым сторонам и загруженная сосредоточенной силой в середине пролета

Напряжения	x/a \ y/a	0	1/3	2/3	1,0
$\frac{2a}{P}\sigma_x$	2/3	—3,311	—0,564	0,742	1,955
	1/3	0,058	—0,428	—0,091	0,189
	0	0,308	—0,081	—0,214	—0,225
	—1/3	0,400	0,138	—0,218	—0,463
	—2/3	1,108	0,631	—0,370	—1,632
$\frac{Z_x}{P}$	—	0,220	0,076	0,062	0,194
$\frac{2a}{P}\sigma_y$	2/3	—6,0	0	0	0
	1/3	—3,252	—0,721	—0,046	0,032
	0	—1,476	—0,620	—0,149	—0,037
	—1/3	—0,477	—0,262	—0,130	—0,077
	—2/3	0	0	0	0

Напряжения	x/a \ y/a	1/6	1/2	5/6	1,0
$\frac{2a}{P}$	2/3	0	0	0	0
	1/2	1,374	0,653	0,607	0,622
	1/6	0,888	0,990	0,881	0,852
	—1/6	0,500	0,857	0,875	0,856
	—1/2	0,238	0,500	0,631	0,670
	—2/3	0	0	0	0

Таблица 3.83

Консольная балка-стенка с отношением сторон 1 : 1, загруженная равномерно распределенной нагрузкой



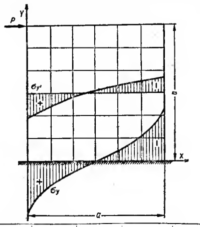
Напряжения	y/a \ x/a	0	1/6	1/3	1/2	2/3	5/6	1
$\frac{\sigma_x}{q}$	1	—1	—1,004	—0,834	—0,537	—0,225	—0,021	0
	5/6	—1	—0,917	—0,742	—0,516	—0,286	—0,097	0
	2/3	—1	—0,904	—0,715	—0,498	—0,285	—0,101	0
	1/2	—1	—0,880	—0,671	—0,463	—0,272	—0,101	0
	1/3	—1	—0,789	—0,552	—0,384	—0,253	—0,119	0
	1/6	—1	—0,511	—0,295	—0,234	—0,219	—0,171	0
	0	—1	0,234	0,074	—0,020	—0,111	—0,243	0
$\frac{\sigma_y}{q}$	1	0	0	0	0	0	0	0
	5/6	—0,004	0,086	0,064	0,007	—0,054	—0,092	—0,021
	2/3	0,157	0,266	0,178	0,019	—0,150	—0,275	—0,236
	1/2	0,511	0,539	0,319	0,028	—0,274	—0,541	—0,652
	1/3	1,105	0,900	0,460	0,019	—0,418	—0,878	—1,272
	1/6	2,121	1,288	0,531	—0,028	—0,558	—1,230	—2,128
	0	4,115	1,403	0,447	—0,121	—0,664	—1,459	—3,327

y/a	0	1/6	1/3	1/2	2/3	5/6	1	—
$\frac{Z_y}{qa}$	0,651	0,480	0,322	0,193	0,090	0,026	0	—

Напряжения	y/a \ x/a	1/12	1/4	5/12	7/12	3/4	11/12
$\frac{\tau_{xy}}{q}$	11/12	—0,002	0,085	0,149	0,156	0,102	0,010
	3/4	0,081	0,260	0,374	0,386	0,291	0,108
	7/12	0,177	0,450	0,591	0,599	0,475	0,208
	5/12	0,297	0,658	0,799	0,790	0,645	0,309
	1/4	0,508	0,896	0,967	0,920	0,781	0,428
	1/12	0,997	1,112	1,028	0,935	0,829	0,600
	0	1,614	1,032	0,981	0,890	0,762	0,721

Таблица 3.84

Консольная балка-стенка с отношением сторон 1 : 1, загруженная сосредоточенной силой



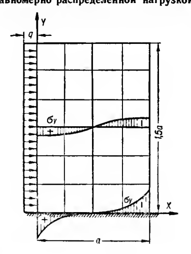
Напряжения	y/a \ x/a	0	1/6	1/3	1/2	2/3	5/6	1
$\frac{a}{P}\sigma_x$	1	—12	—8,578	—5,335	—2,921	—1,219	—0,220	0
	5/6	0	—1,545	—1,903	—1,500	—0,876	—0,320	0
	2/3	0	—0,078	—0,370	—0,469	—0,359	—0,148	0
	1/2	0	0,163	0,118	—0,003	—0,068	—0,045	0
	1/3	0	0,192	0,238	0,124	—0,012	—0,056	0
	1/6	0	0,279	0,274	0,096	—0,115	—0,207	0
	0	0	0,556	0,228	—0,018	—0,246	—0,534	0
$\frac{a}{P}\sigma_y$	1	0	0	0	0	0	0	0
	5/6	3,422	—0,089	—0,414	—0,357	—0,351	—0,389	—0,220
	2/3	3,754	1,008	—0,067	—0,492	—0,770	—1,015	—1,081
	1/2	3,930	1,891	0,473	—0,420	—1,088	—1,702	—2,237
	1/3	4,433	2,566	0,937	—0,290	—1,318	—2,370	—3,483
	1/6	5,321	3,093	1,241	—0,182	—1,456	—2,937	—4,840
	0	6,767	3,337	1,372	—0,105	—1,476	—3,205	—6,612

$\frac{y}{a}$	0	1/6	1/3	1/2	2/3	5/6	1	—
$\frac{Z_y}{P}$	1,349	1,165	0,953	0,721	0,481	0,285	0	—

Напряжения	y/a \ x/a	1/12	1/4	5/12	7/12	3/4	11/12
$\frac{a}{P}\tau_{xy}$	11/12	1,711	1,622	1,207	0,851	0,499	0,110
	3/4	0,166	1,263	1,610	1,474	1,056	0,430
	7/12	0,088	0,971	1,512	1,585	1,266	0,578
	5/12	0,252	0,926	1,390	1,519	1,290	0,623
	1/4	0,444	0,972	1,276	1,384	1,246	0,679
	1/12	0,723	0,967	1,097	1,173	1,154	0,886
	0	1,001	0,803	0,974	1,059	1,010	1,153

Таблица 3.85

Консольная балка-стенка с отношением сторон 1,5 : 1, загруженная равномерно распределенной нагрузкой



Напряжения	y/a \ x/a	0	1/4	1/2	3/4	1,0
$\frac{\sigma_x}{q}$	3/2	—1,0	—0,901	—0,507	—0,108	0
	5/4	—1,0	—0,821	—0,506	—0,186	0
	1,0	—1,0	—0,825	—0,507	—0,186	0
	3/4	—1,0	—0,818	—0,501	—0,187	0
	1/2	—1,0	—0,747	—0,459	—0,204	0
	1/4	—1,0	—0,472	—0,320	—0,262	0
	0	—1,0	0,373	—0,019	—0,395	0
$\frac{\sigma_y}{q}$	3/2	0	0	0	0	0
	5/4	0,099	0,147	0,003	—0,146	—0,108
	1,0	0,555	0,431	0,011	—0,426	—0,587
	3/4	1,361	0,858	0,023	—0,842	—1,438
	1/2	2,532	1,420	0,031	—1,386	—2,663
	1/4	4,208	2,017	0,006	—1,979	—4,296
	0	6,904	2,237	—0,112	—2,369	—6,453

$\frac{y}{a}$	0	1/4	1/2	3/4	1,0	5/4	3/2
$\frac{Z_y}{qa}$	1,422	1,032	0,679	0,390	0,180	0,050	0

Напряжения	y/a \ x/a	1/8	3/8	5/8	7/8
$\frac{\tau_{xy}}{q}$	11/8	0,050	0,197	0,200	0,054
	9/8	0,228	0,512	0,520	0,240
	7/8	0,403	0,830	0,842	0,425
	5/8	0,585	1,147	1,156	0,612
	3/8	0,838	1,435	1,410	0,817
	1/8	1,366	1,587	1,469	1,078
	0	2,002	1,392	1,280	1,326

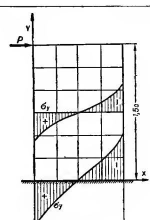


Таблица 3.86

Консольная балка-стенка с отношением сторон 1,5 : 1, загруженная сосредоточенной силой

Напряжения	y/a \ x/a	0	1/4	1/2	3/4	1,0
$\frac{a}{P}\sigma_x$	3/2	—8,0	—5,437	—2,689	—0,713	0
	5/4	0	—0,847	—0,828	—0,377	0
	1,0	0	0,021	—0,068	—0,054	0
	3/4	0	0,113	0,096	—0,035	0
	1/2	0	0,104	0,080	0	0
	1/4	0	0,190	0,037	—0,145	0
	0	0	0,575	—0,001	—0,574	0
$\frac{a}{P}\sigma_y$	3/2	0	0	0	0	0
	5/4	2,563	0,092	—0,386	—0,631	—0,713
	1,0	3,433	1,050	—0,339	—1,338	—2,180
	3/4	4,344	1,898	—0,188	—2,005	—3,753
	1/2	5,480	2,616	—0,082	—2,646	—5,257
	1/4	6,826	3,205	—0,029	—3,208	—6,761
	0	8,551	3,451	—0,007	—3,442	—8,556

$\frac{y}{a}$	0	1/4	1/2	3/4	1,0	5/4	3/2
$\frac{Z_y}{P}$	1,932	1,654	1,339	1,017	0,692	0,343	0

Напряжения	y/a \ x/a	1/8	3/8	5/8	7/8
$\frac{a}{P}\tau_{xy}$	11/8	1,282	1,374	0,988	0,357
	9/8	0,435	1,392	1,440	0,733
	7/8	0,456	1,304	1,454	0,787
	5/8	0,568	1,287	1,393	0,752
	3/8	0,673	1,262	1,314	0,752
	1/8	0,863	1,109	1,131	0,897
	0	1,150	0,821	0,845	1,184

МНОГОПРОЛЕТНЫЕ БАЛКИ-СТЕНКИ

Табл. 3.87 и 3.88 (автор — Ф. Дишингер) позволяют определить напряжения σ_x, а также изгибающие моменты M, равнодействующие растягивающих напряжений (т. е. объемы эпюр растягивающих напря-

жений) Z, равнодействующие $Z_н$ растягивающих напряжений в предположении линейного закона распределения нормальных напряжений (по эпюре Навье), плечи внутренних пар d и расстояния d_0 от нижней плоскости балки-стенки до линии действия Z (для сечения в пролете) или до линии действия D (на опоре).

Значения плеч внутренних пар d даны в двух строчках: в виде функций от $a = 0{,}5L$ и $B = 2b$.

Необходимые множители к табличным значениям указаны в таблицах.

Толщина стенки принята равной единице.

В табл. 3.87 и 3.88 приведены для сравнения значения напряжений σ_x по гипотезе Навье, т. е. в предположении, что эпюра σ_x прямолинейна. Расхождение значений плеч внутренних пар при криволинейной эпюре напряжений и по гипотезе Навье сказывается уже при $b = 0{,}45a$ (рис. 3.11).

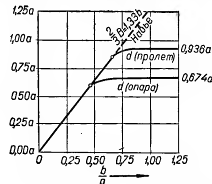
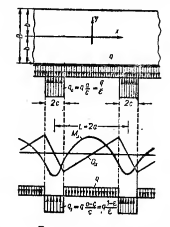
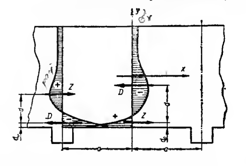


Рис. 3.11. Значения плеч внутренних пар d при различных соотношениях сторон $\left(\frac{b}{a}\right)$.

Таблица 3.87

Многопролетная балка-стенка, загруженная равномерно распределенной нагрузкой
(Толщина стенки равна единице)





Горизонтальные напряжения σ_x (множитель q)

$\frac{a}{b}$	y	В пролете				На опоре			
		$\varepsilon = \frac{c}{a}$				$\varepsilon = \frac{c}{a}$			
		1/2	1/5	1/10	1/20	1/2	1/5	1/10	1/20
1,0	+1,00b	−0,060	−0,088	−0,092	−0,093	+0,060	+0,088	+0,092	+ 0,094
	+0,75b	−0,031	−0,045	−0,047	−0,049	+0,031	+0,045	+0,047	+ 0,049
	+0,50b	−0,042	−0,062	−0,064	−0,065	+0,042	+0,062	+0,064	+ 0,067
	+0,25b	−0,070	−0,098	−0,103	−0,104	+0,070	+0,108	+0,113	+ 0,115
	0,00	−0,115	−0,156	−0,162	−0,163	+0,115	+0,186	+0,199	+ 0,202
	−0,25b	−0,162	−0,194	−0,192	−0,199	+0,162	+0,295	+0,317	+ 0,332
	−0,50b	−0,136	−0,110	−0,106	−0,104	+0,136	+0,396	+0,476	+ 0,500
	−0,75b	−0,178	+0,277	+0,272	+0,292	+0,178	+0,169	+0,483	+ 0,62[illegible]
	−1,00b	+1,001	+1,002	+1,002	+1,002	−1,001	−4,002	−9,002	−19,002
	Навье	±0,187	±0,240	±0,248	±0,250	±0,187	±0,360	±0,428	± 0,463

Продолжение табл. 3.87

$\frac{a}{b}$	y	В пролете $\varepsilon=\frac{c}{a}$				На опоре $\varepsilon=\frac{c}{a}$			
		1/2	1/5	1/10	1/20	1/2	1/5	1/10	1/20
1,5	+1,00b	−0,330	−0,470	−0,495	−0,502	+0,330	+0,496	+0,525	+ 0,533
	+0,75b	−0,183	−0,269	−0,286	−0,286	+0,185	+0,274	+0,287	+ 0,292
	+0,50b	−0,144	−0,196	−0,204	−0,206	+0,144	+0,228	+0,244	+ 0,247
	+0,25b	−0,147	−0,185	−0,188	−0,190	+0,147	+0,250	+0,271	+ 0,276
	0,00	−0,154	−0,169	−0,168	−0,168	+0,154	+0,315	+0,354	+ 0,363
	−0,25b	−0,122	−0,089	−0,083	−0,081	+0,122	+0,374	+0,456	+ 0,480
	−0,50b	+0,030	+0,127	+0,139	+0,140	−0,030	+0,385	+0,533	+ 0,607
	−0,75b	+0,407	+0,512	+0,523	+0,531	−0,407	−0,083	+0,156	+ 0,440
	−1,00b	+1,042	+1,062	+1,065	+1,066	−1,042	−4,062	−9,065	−19,066
	Навье	±0,422	±0,540	±0,556	±0,563	±0,422	±0,810	±0,962	± 1,041
2,0	+1,00b	−0,746	−1,032	−1,065	−1,070	+0,746	+1,175	+1,250	+ 1,250
	+0,75b	−0,458	−0,636	−0,658	−0,665	+0,458	+0,717	+0,760	+ 0,760
	+0,50b	−0,304	−0,403	−0,417	−0,448	+0,304	+0,504	+0,542	+ 0,570
	+0,25b	−0,210	−0,245	−0,249	−0,250	+0,210	+0,414	+0,463	+ 0,478
	0,00	−0,129	−0,103	−0,095	−0,081	+0,192	+0,385	+0,464	+ 0,488
	−0,25b	−0,001	+0,091	+0,105	+0,107	+0,001	+0,330	+0,486	+ 0,540
	−0,50b	+0,240	+0,374	+0,382	+0,377	−0,240	+0,124	+0,394	+ 0,568
	−0,75b	+0,647	+0,735	+0,783	+0,785	−0,647	−0,750	−0,445	+ 0,185
	−1,00b	+1,204	+1,289	+1,313	+1,317	−1,204	−4,302	−9,317	−19,32
	Навье	±0,750	±0,960	±0,990	±1,000	±0,750	±1,440	±1,710	± 1,850

Изгибающие моменты, плечи внутренних пар и равнодействующие растягивающих напряжений

$\frac{a}{b}$		В пролете $\varepsilon=\frac{c}{a}$				На опоре $\varepsilon=\frac{c}{a}$				Множитель
		1/2	1/5	1/10	1/20	1/2	1/5	1/10	1/20	
0 ($b=\infty$)	M	0,125	0,160	0,165	0,166	0,125	0,240	0,285	0,309	$qa^2=0,25qL^2$
	$Z_н$	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	$qa=0,5qL$
	Z	0,143	0,171	0,176	0,177	0,143	0,322	0,422	0,495	$qa=0,5qL$
	d	0,874	0,930	0,936	0,938	0,874	0,746	0,674	0,612	$a=0,5L$
	d	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	$B=2b$
	d_0	0,108	0,121	0,122	0,122	0,108	0,059	0,038	0,024	$a=0,5L$
1,0	M	0,125	0,160	0,165	0,166	0,125	0,240	0,285	0,309	$qa^2=0,25qL^2$
	$Z_н$	0,094	0,120	0,124	0,125	0,094	0,180	0,214	0,232	$qa=0,5qL$
	Z	0,144	0,172	0,177	0,178	0,144	0,324	0,424	0,497	$qa=0,5qL$
	d	0,870	0,924	0,932	0,934	0,870	0,740	0,682	0,612	$a=0,5L$
	d	0,435	0,462	0,466	0,467	0,435	0,370	0,341	0,312	$B=2b$
	d_0	0,109	0,121	0,123	0,124	0,109	0,059	0,036	0,021	$a=0,5L$
1,5	M	0,125	0,160	0,165	0,166	0,125	0,240	0,285	0,309	$qa^2=0,25qL^2$
	$Z_н$	0,141	0,180	0,185	0,187	0,141	0,270	0,321	0,348	$qa=0,5qL$
	Z	0,151	0,182	0,186	0,187	0,151	0,351	0,428	0,498	$qa=0,5qL$
	d	0,828	0,880	0,888	0,890	0,828	0,686	0,656	0,620	$a=0,5L$
	d	0,620	0,660	0,666	0,667	0,620	0,515	0,492	0,465	$B=2b$
	d_0	0,111	0,122	0,124	0,125	0,111	0,059	0,036	0,021	$a=0,5L$
2,0	M	0,125	0,160	0,165	0,166	0,125	0,240	0,285	0,309	$qa^2=0,25qL^2$
	$Z_н$	0,188	0,240	0,247	0,249	0,188	0,360	0,428	0,464	$qa=0,5qL$
	Z	0,186	0,235	0,239	0,240	0,186	0,375	0,458	0,515	$qa=0,5qL$
	d	0,674	0,682	0,690	0,692	0,674	0,640	0,622	0,600	$a=0,5L$
	d	0,674	0,682	0,690	0,692	0,674	0,640	0,622	0,600	$B=2b$
	d_0	0,114	0,127	0,128	0,129	0,114	0,062	0,039	0,022	$a=0,5L$

Таблица 3.88

Многопролетная балка-стенка, загруженная равномерно распределенной на участке нагрузкой

(Толщина стенки равна единице)

$P = q \cdot 2c$

В таблице даны напряжения σ_x, изгибающие моменты, равнодействующие растягивающих напряжений и плечи внутренних пар, вычисленные для сечений в серединах пролетов.

Значения σ_x, M и Z на опорах равны табличным значениям σ_x, M и Z, взятым с обратным знаком.

	y/b	a = b				a = 1,5b				a = 2b				Множитель
		$\varepsilon = \frac{c}{a}$				$\varepsilon = \frac{c}{a}$				$\varepsilon = \frac{c}{a}$				
		1/2	1/5	1/10	1/20	1/2	1/5	1/10	1/20	1/2	1/5	1/10	1/20	
σ_x	+1,00	−0,060	−0,088	−0,092	− 0,094	−0,330	−0,483	−0,510	− 0,517	−0,746	−1,100	−1,104	− 1,180	$\frac{P}{a}$
	+0,75	−0,031	−0,045	−0,047	− 0,048	−0,185	−0,272	−0,285	− 0,294	−0,458	−0,680	−0,704	− 0,712	
	+0,50	−0,042	−0,062	−0,065	− 0,066	−0,144	−0,213	−0,223	− 0,230	−0,304	−0,454	−0,480	− 0,484	
	+0,25	−0,070	−0,103	−0,108	− 0,110	−0,147	−0,218	−0,229	− 0,233	−0,210	−0,330	−0,356	− 0,364	
	0,00	−0,115	−0,171	−0,193	− 0,196	−0,154	−0,243	−0,243	− 0,267	−0,129	−0,244	−0,280	− 0,292	
	−0,25	−0,162	−0,245	−0,260	− 0,266	−0,122	−0,233	−0,267	− 0,282	−0,001	−0,116	−0,190	− 0,214	
	−0,50	−0,136	−0,251	−0,292	− 0,303	+0,030	−0,098	−0,198	− 0,233	+0,240	+0,168	+0,006	− 0,056	
	−0,75	−0,178	−0,054	−0,105	− 0,190	+0,407	+0,440	+0,302	+ 0,143	+0,647	+0,990	+0,710	+ 0,406	
	−1,00	+1,001	+2,500	+5,002	+10,002	+1,042	+2,570	+5,050	+10,010	+1,204	+2,800	+5,320	+10,320	
	Навье	±0,875	±0,300	±0,338	± 0,356	±0,422	±0,675	±0,760	± 0,802	±0,750	±1,200	±1,350	± 1,424	
	M	0,125	0,200	0,225	0,238	0,125	0,200	0,225	0,238	0,125	0,200	0,225	0,238	$Pa=0,5PL$
	$Z_н$	0,094	0,150	0,169	0,178	0,141	0,225	0,253	0,268	0,188	0,300	0,338	0,357	P
	Z	0,144	0,241	0,276	0,298	0,151	0,244	0,278	0,303	0,186	0,289	0,320	0,333	P
	d	0,870	0,830	0,816	0,790	0,828	0,820	0,808	0,788	0,674	0,692	0,704	0,716	$a=0,5L$
	d	0,435	0,415	0,408	0,395	0,620	0,615	0,606	0,591	0,674	0,692	0,704	0,716	$B=2b$
	d_0	0,109	0,068	0,043	0,026	0,111	0,072	0,044	0,026	0,114	0,077	0,048	0,028	$a=0,5L$

Литература к расчету балок-стенок

Г. Бай, Расчет балок-стенок, Объединенное научно-техннческое издательство, 1935.

И. И. Гольденблат, Расчет н конструированне железобетонных балок-стенок, Стройнздат, 1940.

П. М. Варвак, Развнтне и приложенне метода сеток к расчету пластннок, ч. 1 н II, Изд-во АН Украинской ССР, 1949 н 1952.

К. В. Сахновский, Железобетонные конструкцни, Госстройиздат, 1939.

Б. Н. Жемочкнн, Теория упругостн, Стройвоеиморнздат, 1948.

К. А. Китовер, Изгиб высоких балок, Инженерный сборннк, Отделение техннческнх наук, Инстнтут механнкн АН СССР, том XIV, 1953.

В. А. Лазарян, Об одном случае плоского нзгиба короткой балкн, Сборннк трудов Кневского стронтельного института, вып. 3, 1936.

А. С. Малиев, М. В. Николаева, Исследование напряженного состояння высокой балки, свободно лежащей на двух опорах, Труды Ленинградского института сооружений, вып. 2, ОНТИ, 1935.

М. Й. Длугач, Метод снл в застосуванні до теорії пружності, «Прикладна Механіка», т. 1, внп. 1, Вид-во АН Української РСР, 1955.

М. И. Длугач, Расчет защемленных балок-стенок, Сборннк трудов ннстнтута стронтельиой механикн № 21, Изд-во АН Украинской ССР, 1956.

В. И. Литвиненко, Железобетонные бункеры н силосы, Государственное издательство литературы по строительству н архитектуре, 1953.

Я. А. Пратусевич, Вариационные методы в стронтельной механике, ОГИЗ — Гостехиздат, 1948.

А. С. Калманок, Стронтельная механнка пластинок, Машстройиздат, 1950.

А. С. Калманок, Расчет балок-стенок, Государственное издательство литературы по стронтельству н архитектуре, Москва, 1956.

Л. А. Алликас, Несущая способность балок-стенок, Автореферат диссертации, Таллинскнй политехнн ческнй ннститут, Таллин, 1951.

БАЛКИ С КРИВОЛИНЕЙНОЙ И ЛОМАНОЙ В ПЛАНЕ ОСЬЮ

Ниже приводятся формулы и таблицы для расчета балок с криволинейной и ломаной в плане осью, нагруженных перпендикулярно их плоскости. Все данные относятся к расчету балок в упругой стадии.

Табличные данные для расчета (в упругой стадии) балок с криволинейной и ломаной в плане осью, нагруженных перпендикулярно их плоскости сплошной равномерной, частичной равномерной нагрузками и сосредоточенными силами, содержатся в табл. 3.89—3.90.

Для круговой консольной балки приведены также формулы для усилий от нагрузки крутящим и изгибающим моментами.

В формулах приняты следующие обозначения:

E — модуль упругости материала балки;

$J = \frac{bh^3}{12}$ — момент инерции поперечного сечения балки относительно оси, перпендикулярной к плоскости изгиба;

EJ — жесткость при изгибе,

G — модуль сдвига материала балки;

$J_к = k'hb^3$ — характеристика жесткости при кручении;

$GJ_к$ — жесткость при кручении;

$i = \frac{EJ}{l}$ — погонная жесткость при изгибе;

$i_к = \frac{GJ_к}{l}$ — погонная жесткость при кручении;

b — короткая сторона сечения;

h — высота сечения;

k' — коэффициент, зависящий от соотношения $\frac{h}{b}$;
X — изгибающий момент в середине пролета;
Y — крутящий момент в середине пролета;
Z — перерезывающая сила в середине пролета;
M — изгибающий момент в произвольном сечении;
$M_к$ — крутящий момент в произвольном сечении.

Значения коэффициента k', зависящего от соотношения $\frac{h}{b}$, следующие:

$\frac{h}{b}$	1,00	1,20	1,50	1,75	2,00	2,50	3,00
k'	0,141	0,166	0,196	0,214	0,229	0,249	0,263
$\frac{h}{b}$	4,00	5,00	6,00	8,00	10,00	∞	
k'	0,281	0,291	0,299	0,307	0,312	0,333	

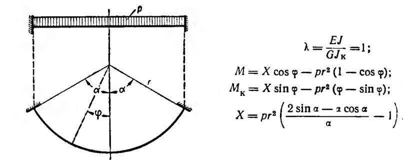
Для ряда случаев значения неизвестных X, Y и Z выражены посредством коэффициентов k_x, k_y и k_z, значения которых для различных величин $\lambda = \frac{EJ}{GJ_к}$ при некоторых частных случаях нагружения приводятся в таблицах.

Для некоторых случаев нагружения коэффициент λ принят равным единице. Погрешность от этого весьма невелика (для обычных строительных конструкций не превышает 5 — 10%).

Таблица 3.89

Балка, защемленная на опорах, с осью, очерченной в плане по дуге круга

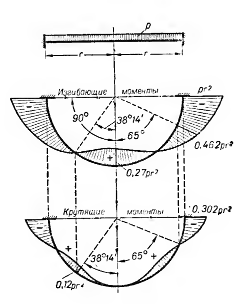
Полное нагружение равномерно распределенной нагрузкой

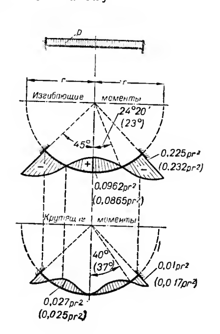


$$\lambda = \frac{EJ}{GJ_к} = 1;$$
$$M = X\cos\varphi - pr^2(1 - \cos\varphi);$$
$$M_к = X\sin\varphi - pr^2(\varphi - \sin\varphi);$$
$$X = pr^2\left(\frac{2\sin\alpha - \alpha\cos\alpha}{\alpha} - 1\right).$$

Продолжение табл. 3.89

Эпюры M н $M_к$ для некоторых частных случаев





Прн любом $\frac{h}{b}$

Все велнчнны даны прн $\frac{h}{b} = 0{,}5$.

Значення в скобках прн $\frac{h}{b} = 2{,}0$.

Частичное нагружение равномерно распределенной нагрузкой

Снмметричное

Антиснмметрнчное

Прн $0 < \varphi < \gamma$

$$M = X \cos \varphi;$$
$$M_к = X \sin \varphi;$$

$$M = -Y \sin \varphi - Zr \sin \varphi;$$
$$M_к = (Y + Zr) \cos \varphi - Zr.$$

Продолжение табл. 3.89

При $\gamma < \varphi < \beta$

$$M = X\cos\varphi - pr^2[1 - \cos(\varphi - \gamma)];$$

$$M_к = X\sin\varphi - pr^2[(\varphi - \gamma) - \sin(\varphi - \gamma)];$$

$$M = -\sin\varphi(Y + Zr) + pr^2[1 - \cos(\varphi - \gamma)];$$

$$M_к = \cos\varphi(Y + Zr) - Zr + pr^2[(\varphi - \gamma) - \sin(\varphi - \gamma)].$$

При $\beta < \varphi < \alpha$

$$M = X\cos\varphi - pr^2 2\sin\frac{\beta+\gamma}{2}\sin\left(\varphi - \frac{\beta+\gamma}{2}\right);$$

$$M_к = X\sin\varphi - pr^2\left[(\beta - \gamma) - 2\sin\frac{\beta-\gamma}{2}\cos\left(\varphi - \frac{\beta+\gamma}{2}\right)\right];$$

$$X = \frac{pr^2}{\Delta_1}[\lambda(k_1 + k_2 - k_3) + k_1 - k_2] = k_x pr^2;$$

$$k_1 = 2[2(\sin\beta - \sin\gamma) + (\alpha - \beta)\cos\beta - (\alpha - \gamma)\cos\gamma];$$

$$k_2 = 2\cos\alpha[\sin(\alpha - \gamma) - \sin(\alpha - \beta)];$$

$$k_3 = 4(\beta - \gamma)\cos\alpha.$$

$$\Delta_1 = 2\alpha(\lambda + 1) - (\lambda - 1)\sin 2\alpha$$

$$\lambda = \frac{EJ}{GJ_к}.$$

$$M = -\sin\varphi(Y + Zr) + pr^2 2\sin\frac{\beta-\gamma}{2}\sin\left(\varphi - \frac{\beta+\gamma}{2}\right);$$

$$M_к = \cos\varphi(Y + Zr) - Zr + pr^2\left[(\beta - \gamma) - 2\sin\frac{\beta-\gamma}{2}\cos\left(\varphi - \frac{\beta+\gamma}{2}\right)\right].$$

$$Y = \frac{pr^2}{\Delta_2}\{[k_{10}(k_4 + k_5 - k_6) + k_7k_8 - 4k_8\sin\alpha]\lambda + k_{10}(k_4 - k_5) + k_3k_9\} = k_y pr^2;$$

$$Z = \frac{pr}{\Delta_2}\{[\sin\alpha(k_4 + k_5 - k_6) - k_7k_8]\lambda + \sin\alpha(k_4 - k_5) - k_8k_9\} = k_z pr;$$

$$k_4 = 2[(\alpha - \beta)\sin\beta - (\alpha - \gamma)\sin\gamma - 2(\cos\beta - \cos\gamma)];$$

$$k_5 = k_2\operatorname{tg}\alpha;\quad k_6 = k_3\operatorname{tg}\alpha;\quad k_7 = 2\alpha + \sin 2\alpha;$$

$$k_8 = (\beta - \gamma)\left(\frac{\beta+\gamma}{2} - \alpha\right) + \cos(\alpha - \beta) - \cos(\alpha - \gamma);$$

$$k_9 = 2\alpha - \sin 2\alpha;\quad k_{10} = \alpha - \sin\alpha;$$

$$\Delta_2 = \alpha[2\alpha(\lambda + 1) + (\lambda - 1)\sin 2\alpha] - 4\lambda\sin^2\alpha.$$

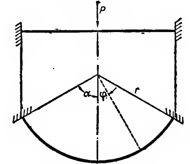
Коэффициенты k_x, k_y и k_z для некоторых частных значений λ, β и γ

λ	$\beta = 45°$, $\gamma = 0$			$\beta = 90°$, $\gamma = 0$			$\beta = 90°$, $\gamma = 45°$		
	k_x	k_y	k_z	k_x	k_y	k_z	k_x	k_y	k_z
0,5	0,254	0,0553	0,479	0,273	0,0790	0,548	0,0194	0,0237	0,0687
1,0	0,254	0,0535	0,476	0,273	0,0760	0,543	0,0194	0,0225	0,0666
1,5	0,254	0,0520	0,473	0,273	0,0735	0,538	0,0194	0,0215	0,0649
2,0	0,254	0,0507	0,471	0,273	0,0714	0,534	0,0194	0,0206	0,0633
2,5	0,254	0,0496	0,469	0,273	0,0694	0,531	0,0194	0,1983	0,0619
3,5	0,254	0,0478	0,466	0,273	0,0662	0,528	0,0194	0,0018	0,0593
4,5	0,254	0,0463	0,459	0,273	0,0638	0,521	0,0194	0,0175	0,0579

Продолжение табл. 3.89

λ	β = 45°, γ = 0			β = 90°, γ = 0			β = 90°, γ = 45°		
	k_x	k_y	k_z	k_x	k_y	k_z	k_x	k_y	k_z
5,5	0,254	0,0451	0,459	0,273	0,0616	0,518	0,0194	0,0166	0,0563
6,5	0,254	0,0441	0,458	0,273	0,0600	0,515	0,0194	0,0159	0,0551
7,5	0,254	0,0432	0,458	0,273	0,0586	0,512	0,0194	0,0153	0,0540
8,5	0,254	0,0425	0,457	0,273	0,0573	0,510	0,0194	0,0148	0,0531

Нагружение сосредоточенной силой в середине пролета



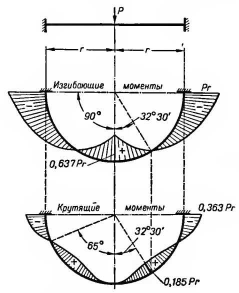
$$\lambda = \frac{EJ}{GJ_{к}} = 1;$$

$$M = X\cos\varphi - 0{,}5\,Pr\sin\varphi;$$

$$M_{к} = X\sin\varphi - 0{,}5\,Pr\,(1-\cos\varphi);$$

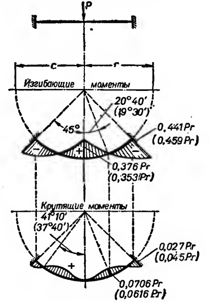
$$X = Pr\,\frac{1-\cos\alpha}{2\alpha}$$

Эпюры M и $M_{к}$ для некоторых частных случаев





При любом соотношении $\frac{h}{b}$.

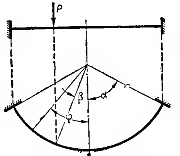


Все величины даны при $\frac{h}{b} = 0{,}5$.

Значения в скобках при $\frac{h}{b} = 2$.

Продолжение табл. 3.89

Нагружение сосредоточенной силой в произвольном сечении балки



$$\lambda = \frac{EJ}{GJ_к} = 1;$$

на участке между грузом и опорой:

$$M = X\cos\varphi + rZ\sin\varphi - Pr\sin(\varphi - \beta);$$

$$M_к = X\sin\varphi + rZ(1 - \cos\varphi) - Pr[1 - \cos(\varphi - \beta)];$$

на остальном протяжении балки:

$$M = X\cos\varphi \pm rZ\sin\varphi;$$

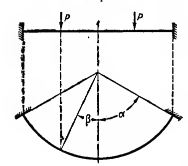
$$M_к = X\sin\varphi \pm rZ(1 - \cos\varphi);$$

$$X = Pr\frac{\cos\beta - \cos\alpha - (\alpha - \beta)\sin\beta}{2\alpha}; \quad Z = P\frac{(\alpha-\beta)(\cos\alpha + 1) - \sin(\alpha-\beta) - \sin\alpha + \sin\beta}{4(\alpha - \sin\alpha)}.$$

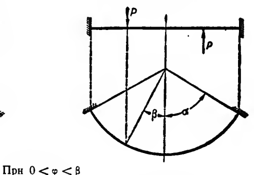
Знак + действителен при $0 \leqslant \varphi \leqslant \beta$ (на участке между точкой приложения силы и серединой пролета). Знак — действителен при $0 \leqslant \varphi \leqslant \alpha$ (на остальном участке).

Нагружение двумя сосредоточенными силами

Симметричное



Антисимметричное



При $0 < \varphi < \beta$

$$M = X\cos\varphi;$$

$$M_к = X\sin\varphi;$$

$$M = -Y\sin\varphi - Zr\sin\varphi;$$

$$M_к = \cos\varphi(Y + Zr) - Zr.$$

При $\beta < \varphi < \alpha$

$$M = X\cos\varphi - Pr\sin(\varphi - \beta);$$

$$M_к = X\sin\varphi - Pr[1 - \cos(\varphi - \beta)];$$

$$X = \frac{2(\lambda k_{11} + k_{12})}{\Delta_1}Pr = k_x Pr;$$

$$k_{11} = 2(\cos\beta - \cos\alpha) - (\alpha - \beta)\sin\beta - \sin\alpha \cdot \sin(\alpha - \beta);$$

$$k_{12} = \sin\alpha\sin(\alpha - \beta) - (\alpha - \beta)\sin\beta;$$

$$M = -\sin\varphi(Y + Zr) + Pr\sin(\varphi - \beta);$$

$$M_к = \cos\varphi(Y + Zr) - Zr + Pr[1 - \cos(\varphi - \beta)];$$

$$Y = \frac{Pr}{\Delta_2}[(k_{10}k_{13} - k_7k_{14} + 4k_{14}\sin\alpha)\lambda - k_9k_{14} + k_{10}k_{15}] = k_y Pr;$$

$$Z = \frac{P}{\Delta_2}[(k_{13}\sin\alpha + k_7k_{14})\lambda + k_{15}\sin\alpha + k_9k_{14}] = k_z P;$$

$$k_{13} = 2[(\alpha - \beta)\cos\beta + \cos\alpha\sin(\alpha - \beta) - 2(\sin\alpha - \sin\beta)];$$

$$k_{14} = (\alpha - \beta) - \sin(\alpha - \beta);$$

$$k_{15} = 2[(\alpha - \beta)\cos\beta - \cos\alpha\sin(\alpha - \beta)).$$

Продолжение табл. 3.89

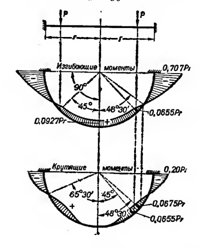
Коэффициенты k_x k_y и k_z для некоторых частных значений α и β при $\alpha = 90°$ и $\alpha = 60°$.

α	β		$\lambda = \frac{EJ}{GJ_к}$										
			0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,5	4,5	5,5	6,5	7,5	8,5
90°	0°	k_x	0,63662	0,63662	0,63662	0,63662	0,63662	0,63662	0,63662	0,63662	0,63662	0,63662	0,63662
		k_y	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
		k_z	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	15°	k_x	0,39925	0,39925	0,39925	0,39925	0,39925	0,39925	0,39925	0,39925	0,39925	0,39925	0,39925
		k_y	0,07191	0,07007	0,06851	0,06716	0,06598	0,06403	0,06248	0,06121	0,06016	0,05928	0,05852
		k_z	0,7270	0,7238	0,7211	0,7187	0,7166	0,7132	0,7105	0,7083	0,7064	0,7049	0,7036
	30°	k_x	0,218	0,218	0,218	0,218	0,218	0,218	0,218	0,218	0,218	0,218	0,218
		k_y	0,09084	0,08780	0,08521	0,08298	0,08103	0,07780	0,07523	0,07314	0,07140	0,06993	0,06868
		k_z	0,4766	0,4712	0,4667	0,4628	0,4594	0,4537	0,4492	0,4455	0,4425	0,4399	0,4377
	45°	k_x	0,0966	0,0966	0,0966	0,0966	0,0966	0,0966	0,0966	0,0966	0,0966	0,0966	0,0966
		k_y	0,07483	0,07164	0,06892	0,06657	0,06453	0,06113	0,05843	0,05623	0,05441	0,05287	0,05155
		k_z	0,2683	0,2627	0,2579	0,2538	0,2502	0,2443	0,2395	0,2357	0,2325	0,2298	0,2275
	60°	k_x	0,02963	0,02963	0,02963	0,02963	0,02963	0,02963	0,02963	0,02963	0,02963	0,02963	0,02963
		k_y	0,04283	0,04054	0,03860	0,03692	0,03545	0,03303	0,03110	0,02953	0,02822	0,02712	0,02618
		k_z	0,1164	0,1124	0,1090	0,1060	0,1035	0,0992	0,0958	0,0931	0,0908	0,0889	0,0872
	75°	k_x	0,00378	0,00378	0,00378	0,00378	0,00378	0,00378	0,00378	0,00378	0,00378	0,00378	0,00378
		k_y	0,01280	0,01196	0,01124	0,01063	0,01009	0,00920	0,00849	0,00791	0,00743	0,00703	0,00668
		k_z	0,0276	0,0261	0,0249	0,0238	0,0229	0,0213	0,0201	0,0191	0,0182	0,0175	0,0169

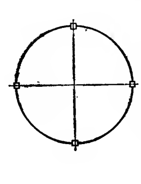
60°	0°	k_x	0,48957	0,47746	0,46846	0,46150	0,45595	0,44767	0,44180	0,43740	0,43400	0,43128	0,42905
		k_y	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
		k_z	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	10°	k_x	0,32967	0,31825	0,30976	0,30319	0,29796	0,29015	0,28460	0,28046	0,27725	0,27468	0,27258
		k_y	0,03196	0,03157	0,03122	0,03088	0,03057	0,03000	0,02950	0,02905	0,02865	0,02829	0,02796
		k_z	0,7413	0,7394	0,7377	0,7361	0,7346	0,7319	0,7295	0,7274	0,7255	0,7237	0,7222
	20°	k_x	0,20135	0,19186	0,18480	0,17935	0,17500	0,16851	0,16391	0,16046	0,15779	0,15566	0,15392
		k_y	0,04072	0,04008	0,03948	0,03892	0,03840	0,03746	0,03662	0,03588	0,03521	0,03461	0,03406
		k_z	0,5001	0,4971	0,4942	0,4915	0,4891	0,4845	0,4805	0,4770	0,4738	0,4709	0,4683
	30°	k_x	0,10621	0,09953	0,09455	0,09071	0,08765	0,08307	0,07983	0,07740	0,07552	0,07402	0,07279
		k_y	0,03404	0,03336	0,03273	0,03214	0,03159	0,03058	0,02970	0,02891	0,02820	0,02785	0,02098
		k_z	0,2930	0,2897	0,2867	0,2839	0,2812	0,2765	0,2722	0,2684	0,2651	0,2620	0,2592
	40°	k_x	0,04341	0,03979	0,03710	0,03502	0,03336	0,03089	0,02913	0,02782	0,02080	0,02599	0,02533
		k_y	0,01989	0,01940	0,01894	0,01851	0,01811	0,01739	0,01675	0,01618	0,01566	0,01520	0,01478
		k_z	0,1340	0,1316	0,1294	0,1274	0,1255	0,1220	0,1189	0,1162	0,1138	0,1115	0,1095
	50°	k_x	0,00975	0,00868	0,00788	0,00726	0,00677	0,00603	0,00551	0,00512	0,00482	0,00458	0,00438
		k_y	0,00610	0,00592	0,00575	0,00559	0,00544	0,00517	0,00493	0,00472	0,00452	0,00435	0,00420
		k_z	0,0341	0,0332	0,0324	0,0316	0,0309	0,0296	0,0284	0,0274	0,0265	0,0257	0,0249

Продолжение табл. 3.89

Эпюры M и $M_к$ для частного случая при $\beta = 45°$ и $\alpha = 90°$



Балки-кольца, жестко соединенные с колоннами, нагруженные вертикальной нагрузкой, симметричной относительно опор

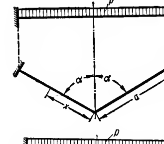


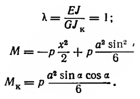
Расчет рекомендуется вести приближенно, принимая полную заделку на опорах. Расчет кольцевой балки сводится к расчету отдельных ее пролетов по приведенным выше формулам.

Таблица 3.90

Балка, защемленная на опорах, с ломаной в плане осью

Нагружение равномерно распределенной нагрузкой

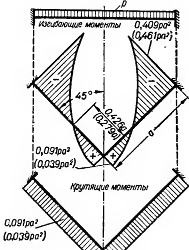




$$\lambda = \frac{EJ}{GJ_к} = 1;$$

$$M = -p\frac{x^2}{2} + p\frac{a^2 \sin^2 \alpha}{6};$$

$$M_к = p\frac{a^2 \sin \alpha \cos \alpha}{6}.$$



Эпюры M и $M_к$ для частного случая при $\alpha = 45°$.

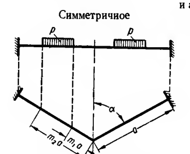
Все величины даны при $\frac{h}{b} = 0,5$.

Значения в скобках при $\frac{h}{b} = 2$.

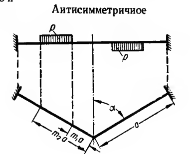
Продолжение табл. 3.90

Частичное нагружение равномерно распределенной нагрузкой

Симметричное



Антисимметричное



Симметричное нагружение

$$X = \frac{\left[(m_2 - m_1) - (m_2^2 - m_1^2) + \frac{1}{3}(m_2^3 - m_1^3)\right]\sin\alpha}{2(\sin^2\alpha + \lambda\cos^2\alpha)}\,pa^2 = k_x pa^2.$$

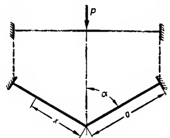
Антисимметричное нагружение

$$Y = \left\{\frac{(m_2 - m_1) - (m_2^2 - m_1^2) + \frac{1}{3}\left(m_2^3 - m_1^3\right)}{\cos^2\alpha + 4\lambda\sin^2\alpha} - \frac{\frac{1}{8}(m_2 - m_1)\left[(m_2 + m_1)(m_2^2 + m_1^2 - 6) - 8\right]}{\cos^2\alpha + 4\lambda\sin^2\alpha}\right\} 2\cos\alpha \cdot pa^2 = k_y pa^2;$$

$$Z = \left\{\frac{1}{8}(m_2 - m_1)\left[(m_2 - m_1)(m_2^2 - m_1^2 - 6) - 8\right] - \frac{3}{2}\cos\alpha\, k_y\right\} pa = k_z pa.$$

Коэффициенты k_x, k_y и k_z для некоторых значений α и λ при $m_1 = 0$ и $m_2 = 1$

λ	$\alpha = 30°$			$\alpha = 45°$			$\alpha = 60°$		
	k_x	k_y	k_z	k_x	k_y	k_z	k_x	k_y	k_z
0,5	0,13333	—0,05574	0,45001	0,15714	—0,03928	0,41666	0,16496	—0,02381	0,39286
1,0	0,08333	—0,04124	0,42857	0,11785	—0,02357	0,40000	0,14434	—0,01282	0,38462
1,5	0,06061	—0,03208	0,41667	0,09428	—0,01684	0,39286	0,12830	—0,00877	0,38158
2,0	0,04762	—0,02624	0,40909	0,07857	—0,01310	0,38889	0,11547	—0,00667	0,38000
2,5	0,03922	—0,02221	0,40385	0,06734	—0,01071	0,38636	0,10497	—0,00538	0,37904
3,5	0,02899	—0,01698	0,39706	0,05238	—0,00786	0,38334	0,08882	—0,00388	0,37791
4,5	0,02299	—0,01375	0,39286	0,04285	—0,00620	0,38158	0,07698	—0,00303	0,37727
5,5	0,01905	—0,01155	0,39000	0,03626	—0,00512	0,38043	0,06792	—0,00249	0,37687
6,5	0,01626	—0,00995	0,38793	0,03143	—0,00437	0,37964	0,06077	—0,00211	0,37658
7,5	0,01418	—0,00875	0,38637	0,02773	—0,00380	0,37903	0,05498	—0,00183	0,37637
8,5	0,01258	—0,00780	0,38513	0,02481	—0,00337	0,37857	0,05020	—0,00162	0,37622



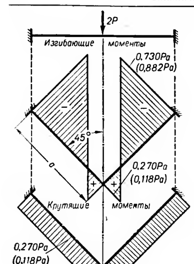
Нагружение сосредоточенной силой в середине пролета

$$\lambda = \frac{EJ}{GJ_к} = 1;$$

$$M = P\left(\frac{a\sin^2\alpha}{4} - \frac{x}{2}\right);$$

$$M_к = P\,\frac{a\sin\alpha\cos\alpha}{4}.$$

Продолжение табл. 3.90



Эпюры M и $M_к$ для частиого случая при $\alpha = 45°$.

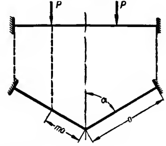
Все велнчины даиы при $\frac{h}{b} = 0{,}5$;

Зиачения в скобках при $\frac{h}{b} = 2$.



Нагружение двумя сосредоточенными снлами

Симметричное | Антисимметричное



При $\lambda = 1$

$0 < x < ma$ $\quad M = Pa\,\dfrac{(1-m)^2}{2}\sin^2\alpha;$

$ma < x < a$ $\quad M = Pa\,\dfrac{(1-m)^2}{2}\sin^2\alpha - P\,(x-a);$

$$M_к = Pa\,\frac{(1-m)^2}{2}\sin\alpha\cos\alpha;$$

$$X = \frac{(1-m)^2\sin\alpha}{2(\sin^2\alpha + \lambda\cos^2\alpha)}\,Pa = k_x Pa;$$

При любых λ

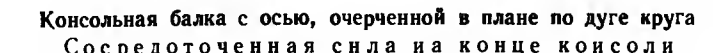
$$Y = \frac{-m\,(1-m)^2}{\cos^2\alpha - 4\lambda\sin^2\alpha}\,Pa = k_y Pa;$$

$$Z = \left[\frac{2+m}{2}(1-m)^2 - \frac{3}{2}\cos\alpha\, k_y\right]P = k_z P;$$

Коэффициенты k_x, k_y и k_z для иекоторых зиачеиий α и λ при $m = 0{,}5$

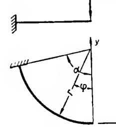
λ	$\alpha = 30°$			$\alpha = 45°$			$\alpha = 60°$		
	k_x	k_y	k_z	k_x	k_y	k_z	k_x	k_y	k_z
0,5	0,10000	—0,08660	0,42500	0,11785	—0,05893	0,37500	0,12372	—0,03571	0,33928
1,0	0,06250	—0,06186	0,39286	0,08839	—0,03536	0,35000	0,10825	—0,01923	0,32692
1,5	0,04545	—0,04811	0,37500	0,07071	—0,02525	0,33928	0,09622	—0,01316	0,32237
2,0	0,03571	—0,03937	0,36364	0,05893	—0,01964	0,33333	0,08660	—0,01006	0,32000
2,5	0,02941	—0,03331	0,35577	0,05051	—0,01607	0,32954	0,07873	—0,00806	0,31855
3,5	0,02174	—0,02547	0,34559	0,03928	—0,01179	0,32501	0,06662	—0,00581	0,31686
4,5	0,01724	—0,02062	0,33929	0,03214	—0,00930	0,32236	0,05774	—0,00455	0,31591
5,5	0,01429	—0,01732	0,33500	0,02720	—0,00769	0,32066	0,05094	—0,00373	0,31530
6,5	0,01220	—0,01493	0,33189	0,02357	—0,00655	0,31945	0,04558	—0,00316	0,31487
7,5	0,01064	—0,01312	0,32954	0,02080	—0,00570	0,31855	0,04124	—0,00275	0,31456
8,5	0,00943	—0,01170	0,32770	0,01861	—0,00505	0,31786	0,03765	—0,00243	0,31432

Таблица 3.91



Консольная балка с осью, очерченной в плане по дуге круга

Сосредоточенная снла иа конце коисоли



$$M = Pr \sin \varphi;$$

$$M_к = Pr(1 - \cos \varphi);$$

перемещенне перпеидннкулярио плоскости XY:

$$\delta_z = \frac{Pr^3}{EJ}\left(\frac{1+3\lambda}{2}\alpha + \frac{\lambda - 1}{4}\sin 2\alpha - 2\lambda \sin \alpha\right).$$

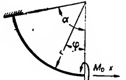
Равномерио распределениая иагрузка

$$M = pr^2(1 - \cos \varphi);$$

$$M_к = pr^2(\varphi - \sin \varphi);$$

$$\delta_z = \frac{pr^4}{EJ}[(1 - \cos \alpha)^2 + \lambda(\alpha - \sin \alpha)^2].$$

Крутящий момент на конце консолн



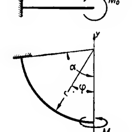
$$M = M_0 \sin \varphi;$$

$$M_к = -M_0 \cos \varphi;$$

угол поворота вокруг оси X:

$$\theta_x = \frac{M_0}{EJ}\left[\frac{1+\lambda}{2}\alpha + \frac{\lambda - 1}{4}\sin 2\alpha\right].$$

Изгибающий момеит на конце консоли



$$M = M_0 \cos \varphi;$$

$$M_к = M_0 \sin \varphi;$$

угол поворота вокруг осн Y:

$$\theta_y = \frac{M_0}{EJ}\left[\frac{1+\lambda}{2}\alpha - \frac{\lambda - 1}{4}\sin 2\alpha\right].$$

Лнтература к расчету балок с крнволннейной и ломаной в плане осью

М. Б. Ремез, К вопросу о расчете крнволннейных и ломаиых в плане балок, Труды Леииигралского нистнтута инжеиеров промышленного строительствз, вып 5, 1938.

Машиностроение, Энциклопедический справочиик, т. I, книга вторая, Машгиз, 1948.

В. Ф. Иванов, Г. В. Никнтии, Справочнnк по стронтельиой механике, т. II, Издательство «Кубуч», 1935.

Инструкция по расчету железобетоииых балок, плит и балочных перекрытий, Объединенное научно-техннческое издательство, 1938.

Е. Е. Лннович, Расчет и коиструирование частей граждаиских здаиий, Гостехиздат УССР, 1955.

СТОЙКИ *

СТУПЕНЧАТЫЕ СТОЙКИ С ВЕРХНЕЙ ШАРНИРНОЙ И НИЖНЕЙ ЗАЩЕМЛЕННОЙ ОПОРАМИ

В таблицах приводятся коэффициенты k для определения горизонтальной реакции R_B, в верхней шарнирной опоре стойки от всех практически встречающихся схем нагрузок, взаимного смещения опорных сечений на $\Delta=1$ и поворота нижнего опорного сечения на угол $\varphi=1$.

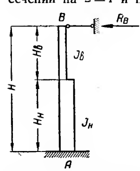


Рис. 3.12 Расчетная схема стойки со ступенчатым изменением сечения (нижний конец защемлен, верхний — шарнирно оперт).

Коэффициенты k определяются по таблицам в зависимости от схемы воздействия на стойку и значения параметров (рис. 3.12)

$$n = \frac{J_в}{J_н};$$

$$\lambda = \frac{H_в}{H_в + H_н} = \frac{H_в}{H},$$

где $J_в$ — момент инерции поперечного сечения верхней части стойки;

$J_н$ — момент инерции поперечного сечения нижней части стойки;

$H_в$ — длина верхней части стойки;

$H_н$ — длина нижней части стойки;

H — общая длина стойки.

На рис. 3.12 показано положительное направление горизонтальной реакции R_B.

После определения горизонтальной реакции в верхней опоре изгибающие моменты в стойке определяются как в консоли от действия внешней нагрузки и реакции R_B.

Табл. 3.92—3.100 могут быть эффективно использованы для расчета рамных каркасов зданий, в состав которых входят стойки со ступенчатой жесткостью.

При расчете рамного поперечника по методу сил определение величины горизонтального смещения верха консольной ступенчатой стойки δ_{11} и δ_{1p} соответственно от горизонтальной силы $X = 1$, приложенной к верху стойки, и от внешней нагрузки может быть произведено с помощью таблиц по следующим формулам:

$$\delta_{11} = \frac{H^3}{k_9 E J_н};$$

$$\delta_{1p} = \delta_{11} R_в^p,$$

где k_9 — коэффициент, определяемый по табл. 3.100;

$R_в^p$ — горизонтальная реакция в верхней шарнирной опоре стойки от внешней нагрузки;

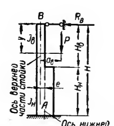
E — модуль упругости железобетона.

При расчете рамных поперечников по методу деформаций по таблицам могут быть определены реактивные усилия в опорных сечениях стойки от взаимного горизонтального смещения опорных сечений на $\Delta=1$, от поворота нижнего опорного сечения на угол $\varphi=1$ и от внешней нагрузки.

Подробные пояснения по расчету одноэтажных поперечников промышленных зданий с помощью табл. 3.92—3.100 приведены на стр. 219.

* Литература к расчету стоек указана в разд. I.

Таблица 3.92



Коэффициенты k_1 для определения опорной реакции R_B от действия момента $M_в = P \cdot a_в$

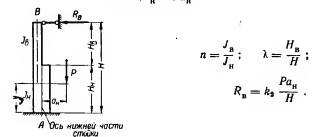
$$n = \frac{J_в}{J_н}; \qquad \lambda = \frac{H_в}{H}; \qquad R_B = \frac{P}{H}(k_1 a_в - \bar{k}_1 e),$$

где $\bar{k}_1$ — коэффициент k_1, соответствующий значению $y = 1{,}0H_в$.

y	λ	n										
		0,05	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
	0,10	1,752	1,620	1,554	1,531	1,520	1,513	1,509	1,506	1,503	1,502	1,500
	0,15	2,012	1,741	1,613	1,566	1,543	1,529	1,519	1,512	1,507	1,503	1,500
	0,20	2,292	1,903	1,686	1,610	1,571	1,548	1,532	1,521	1,512	1,505	1,500
0	0,25	2,530	2,055	1,765	1,658	1,603	1,569	1,546	1,530	1,520	1,508	1,500
	0,30	2,687	2,184	1,841	1,707	1,636	1,592	1,562	1,539	1,523	1,510	1,500
	0,40	2,735	2,322	1,959	1,775	1,697	1,635	1,592	1,570	1,535	1,516	1,500
	0,50	2,556	2,294	2,000	1,839	1,737	1,667	1,615	1,576	1,545	1,521	1,500
	0,10	1,740	1,614	1,551	1,529	1,519	1,512	1,508	1,505	1,503	1,500	1,499
	0,15	1,985	1,737	1,607	1,562	1,539	1,524	1,517	1,510	1,506	1,502	1,499
	0,20	2,250	1,881	1,674	1,602	1,565	1,543	1,528	1,517	1,509	1,503	1,498
$0{,}2H_в$	0,25	2,472	2,038	1,747	1,646	1,594	1,562	1,540	1,525	1,513	1,504	1,496
	0,30	2,615	2,141	1,817	1,691	1,623	1,582	1,553	1,531	1,517	1,505	1,495
	0,40	2,648	2,261	1,920	1,765	1,675	1,617	1,577	1,548	1,524	1,505	1,490
	0,50	2,467	2,224	1,950	1,800	1,705	1,640	1,592	1,556	1,527	1,504	1,485
	0,10	1,695	1,597	1,542	1,523	1,514	1,508	1,505	1,502	1,500	1,499	1,498
	0,15	1,911	1,698	1,587	1,549	1,529	1,518	1,510	1,507	1,500	1,497	1,495
	0,20	2,125	1,813	1,640	1,579	1,547	1,529	1,516	1,507	1,500	1,495	1,490
$0{,}4H_в$	0,25	2,299	1,923	1,494	1,610	1,566	1,540	1,522	1,509	1,499	1,491	1,485
	0,30	2,401	1,970	1,744	1,640	1,584	1,550	1,527	1,508	1,497	1,487	1,479
	0,40	2,433	2,080	1,806	1,681	1,610	1,563	1,531	1,508	1,488	1,474	1,462
	0,50	2,200	2,059	1,800	1,684	1,611	1,566	1,523	1,495	1,473	1,455	1,440
	0,10	1,646	1,567	1,527	1,513	1,507	1,503	1,500	1,498	1,497	1,495	1,495
	0,15	1,784	1,633	1,553	1,526	1,512	1,504	1,499	1,495	1,492	1,490	1,488
	0,20	1,917	1,702	1,581	1,539	1,518	1,505	1,496	1,490	1,486	1,481	1,478
$0{,}6H_в$	0,25	2,010	1,767	1,606	1,550	1,521	1,503	1,491	1,482	1,476	1,470	1,466
	0,30	2,044	1,793	1,622	1,593	1,519	1,497	1,482	1,470	1,463	1,457	1,451
	0,40	1,955	1,774	1,615	1,542	1,500	1,473	1,454	1,440	1,429	1,421	1,414
	0,50	1,756	1,659	1,550	1,490	1,453	1,427	1,408	1,393	1,382	1,373	1,365
	0,10	1,563	1,525	1,506	1,500	1,496	1,494	1,493	1,492	1,491	1,491	1,490
	0,15	1,607	1,541	1,507	1,495	1,489	1,485	1,483	1,482	1,480	1,479	1,478
	0,20	1,625	1,545	1,500	1,484	1,476	1,471	1,468	1,466	1,464	1,463	1,462
$0{,}8H_в$	0,25	1,606	1,529	1,481	1,465	1,457	1,451	1,447	1,445	1,443	1,441	1,440
	0,30	1,545	1,481	1,451	1,437	1,429	1,424	1,420	1,417	1,416	1,415	1,414
	0,40	1,348	1,348	1,347	1,347	1,347	1,346	1,347	1,350	1,346	1,346	1,311
	0,50	1,133	1,165	1,200	1,219	1,232	1,240	1,246	1,251	1,255	1,258	1,260
	0,10	1,467	1,472	1,479	1,482	1,483	1,484	1,484	1,484	1,485	1,485	1,485
	0,15	1,378	1,423	1,447	1,455	1,459	1,461	1,463	1,464	1,465	1,466	1,466
	0,20	1,250	1,343	1,395	1,414	1,423	1,429	1,432	1,435	1,437	1,439	1,440
$1{,}0H_в$	0,25	1,084	1,233	1,324	1,357	1,374	1,385	1,392	1,397	1,401	1,404	1,406
	0,30	0,902	1,098	1,232	1,284	1,312	1,329	1,341	1,348	1,356	1,361	1,365
	0,40	0,569	0,799	1,003	1,096	1,150	1,184	1,208	1,226	1,241	1,251	1,260
	0,50	0,333	0,529	0,750	0,871	0,947	1,000	1,038	1,068	1,091	1,110	1,125

Таблица 3.93

Коэффициенты k_2 для определения опорной реакции R_B от действия момента $M_н = Pa_н$



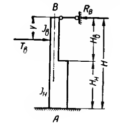
$$n = \frac{J_в}{J_н}; \quad \lambda = \frac{H_в}{H};$$

$$R_в = k_2 \frac{Pa_н}{H}.$$

y	λ	n = 0,05	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
	0,10	0,482	0,487	0,489	0,490	0,491	0,491	0,491	0,491	0,491	0,491	0,491
	0,15	0,439	0,453	0,460	0,463	0,464	0,465	0,466	0,466	0,466	0,467	0,467
	0,20	0,383	0,412	0,428	0,434	0,436	0,438	0,439	0,440	0,441	0,441	0,442
$0,2H_н$	0,25	0,321	0,365	0,392	0,402	0,407	0,410	0,412	0,414	0,415	0,416	0,416
	0,30	0,258	0,314	0,353	0,367	0,375	0,380	0,384	0,386	0,388	0,389	0,391
	0,40	0,153	0,215	0,269	0,294	0,309	0,318	0,325	0,329	0,333	0,336	0,338
	0,50	0,084	0,134	0,190	0,221	0,240	0,253	0,263	0,271	0,276	0,281	0,285
	0,10	0,869	0,878	0,882	0,884	0,884	0,885	0,885	0,885	0,885	0,886	0,886
	0,15	0,796	0,822	0,835	0,840	0,842	0,844	0,845	0,845	0,846	0,846	0,847
	0,20	0,700	0,752	0,781	0,792	0,797	0,800	0,802	0,804	0,805	0,806	0,806
$0,4H_н$	0,25	0,580	0,671	0,720	0,738	0,748	0,753	0,757	0,760	0,762	0,764	0,765
	0,30	0,476	0,581	0,652	0,680	0,694	0,703	0,710	0,713	0,718	0,720	0,722
	0,40	0,286	0,402	0,504	0,551	0,578	0,596	0,608	0,617	0,624	0,629	0,634
	0,50	0,160	0,254	0,360	0,418	0,455	0,480	0,498	0,513	0,524	0,533	0,540
	0,10	1,160	1,172	1,178	1,180	1,181	1,181	1,182	1,182	1,182	1,182	1,183
	0,15	1,071	1,106	1,125	1,131	1,134	1,136	1,137	1,138	1,139	1,139	1,140
	0,20	0,941	1,012	1,051	1,065	1,072	1,076	1,079	1,081	1,082	1,083	1,084
$0,6H_н$	0,25	0,807	0,917	0,985	1,009	1,022	1,030	1,035	1,039	1,042	1,044	1,046
	0,30	0,658	0,801	0,898	0,936	0,957	0,969	0,978	0,983	0,989	0,992	0,995
	0,40	0,400	0,562	0,705	0,771	0,832	0,832	0,849	0,862	0,872	0,879	0,886
	0,50	0,227	0,360	0,510	0,592	0,644	0,680	0,706	0,726	0,742	0,755	0,765
	0,10	1,357	1,370	1,377	1,379	1,380	1,381	1,381	1,382	1,382	1,382	1,382
	0,15	1,265	1,307	1,328	1,336	1,340	1,342	1,343	1,344	1,345	1,346	1,346
	0,20	1,133	1,218	1,265	1,282	1,290	1,295	1,299	1,301	1,303	1,304	1,306
$0,8H_н$	0,25	0,972	1,105	1,186	1,225	1,231	1,241	1,247	1,252	1,255	1,258	1,260
	0,30	0,800	0,973	1,092	1,138	1,163	1,178	1,188	1,195	1,201	1,206	1,210
	0,40	0,494	0,694	0,871	0,952	0,999	1,029	1,050	1,065	1,077	1,087	1,094
	0,50	0,249	0,395	0,560	0,650	0,707	0,747	0,775	0,797	0,815	0,829	0,840
	0,10	1,467	1,472	1,479	1,482	1,483	1,484	1,484	1,484	1,485	1,485	1,485
	0,15	1,378	1,423	1,447	1,455	1,459	1,461	1,463	1,464	1,465	1,466	1,466
	0,20	1,250	1,343	1,395	1,414	1,423	1,429	1,432	1,435	1,437	1,439	1,440
$1,0H_н$	0,25	1,084	1,233	1,324	1,357	1,374	1,385	1,392	1,397	1,401	1,404	1,406
	0,30	0,902	1,098	1,232	1,284	1,312	1,329	1,341	1,348	1,356	1,361	1,365
	0,40	0,569	0,799	1,003	1,096	1,150	1,184	1,209	1,226	1,240	1,251	1,260
	0,50	0,333	0,529	0,750	0,871	0,947	1,000	1,038	1,068	1,091	1,110	1,125

Таблица 3.94

Коэффициенты k_3 для определения опорной реакции R_B от действия горизонтальной силы $T_в$



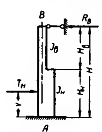
$$n = \frac{J_в}{J_н}; \quad \lambda = \frac{H_в}{H};$$

$$R_B = k_3 T_в.$$

y	λ	n: 0,05	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
$0{,}2H_в$	0,10	0,965	0,968	0,969	0,969	0,970	0,970	0,970	0,970	0,970	0,970	0,970
	0,15	0,940	0,948	0,952	0,953	0,954	0,954	0,954	0,955	0,955	0,955	0,955
	0,20	0,908	0,924	0,933	0,936	0,937	0,938	0,939	0,939	0,940	0,940	0,940
	0,25	0,874	0,897	0,912	0,917	0,920	0,922	0,923	0,924	0,924	0,925	0,925
	0,30	0,839	0,869	0,890	0,897	0,902	0,905	0,906	0,907	0,909	0,910	0,910
	0,40	0,781	0,814	0,844	0,857	0,865	0,869	0,873	0,875	0,877	0,879	0,880
	0,50	0,745	0,771	0,800	0,817	0,827	0,834	0,839	0,843	0,846	0,848	0,851
$0{,}4H_в$	0,10	0,931	0,936	0,938	0,939	0,939	0,940	0,940	0,940	0,940	0,940	0,940
	0,15	0,881	0,896	0,904	0,906	0,908	0,909	0,909	0,909	0,910	0,910	0,910
	0,20	0,821	0,848	0,866	0,872	0,875	0,877	0,878	0,879	0,879	0,880	0,880
	0,25	0,754	0,799	0,835	0,836	0,841	0,844	0,846	0,848	0,849	0,850	0,851
	0,30	0,688	0,744	0,783	0,798	0,806	0,811	0,814	0,816	0,818	0,820	0,821
	0,40	0,575	0,641	0,694	0,719	0,733	0,742	0,748	0,753	0,757	0,760	0,762
	0,50	0,511	0,559	0,613	0,634	0,661	0,674	0,683	0,690	0,696	0,700	0,704
$0{,}6H_в$	0,10	0,897	0,904	0,907	0,909	0,909	0,909	0,910	0,910	0,910	0,910	0,910
	0,15	0,826	0,846	0,857	0,860	0,862	0,863	0,864	0,864	0,865	0,865	0,865
	0,20	0,740	0,780	0,802	0,810	0,814	0,816	0,818	0,819	0,820	0,820	0,821
	0,25	0,647	0,707	0,743	0,757	0,764	0,768	0,771	0,773	0,775	0,776	0,777
	0,30	0,556	0,631	0,682	0,702	0,713	0,719	0,724	0,726	0,729	0,731	0,733
	0,40	0,407	0,483	0,558	0,590	0,609	0,621	0,629	0,635	0,640	0,644	0,647
	0,50	0,315	0,376	0,446	0,484	0,508	0,525	0,536	0,545	0,553	0,559	0,564
$0{,}8H_в$	0,10	0,865	0,873	0,877	0,878	0,879	0,879	0,880	0,880	0,880	0,880	0,880
	0,15	0,775	0,801	0,811	0,815	0,817	0,818	0,818	0,820	0,820	0,821	0,821
	0,20	0,669	0,715	0,740	0,749	0,754	0,757	0,758	0,760	0,761	0,761	0,762
	0,25	0,557	0,625	0,666	0,682	0,689	0,694	0,697	0,700	0,702	0,703	0,704
	0,30	0,448	0,533	0,590	0,613	0,624	0,632	0,637	0,640	0,643	0,645	0,647
	0,40	0,275	0,362	0,439	0,476	0,495	0,508	0,517	0,524	0,529	0,533	0,536
	0,50	0,170	0,235	0,308	0,351	0,373	0,391	0,403	0,413	0,421	0,427	0,432
$1{,}0H_в$	0,10	0,835	0,843	0,847	0,849	0,849	0,850	0,850	0,850	0,850	0,850	0,851
	0,15	0,730	0,755	0,767	0,771	0,773	0,774	0,775	0,776	0,776	0,777	0,777
	0,20	0,611	0,657	0,682	0,691	0,696	0,698	0,700	0,702	0,703	0,703	0,704
	0,25	0,489	0,556	0,597	0,612	0,619	0,624	0,627	0,630	0,632	0,633	0,634
	0,30	0,372	0,453	0,509	0,530	0,542	0,549	0,554	0,557	0,560	0,562	0,564
	0,40	0,195	0,274	0,344	0,376	0,394	0,406	0,414	0,421	0,425	0,429	0,432
	0,50	0,093	0,147	0,208	0,242	0,263	0,278	0,287	0,297	0,303	0,308	0,313

Таблица 3.95

Коэффициенты k_4 для определения опорной реакции R_B от действия горизонтальной силы $T_н$



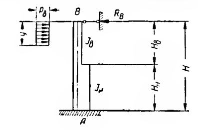
$$n = \frac{J_в}{J_н}; \qquad \lambda = \frac{H_в}{H};$$

$$R_B = k_4 T_н.$$

y	λ	n										
		0,05	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
$0{,}2H_н$	0,10	0,045	0,045	0,046	0,046	0,046	0,046	0,046	0,046	0,046	0,046	0,046
	0,15	0,038	0,040	0,040	0,041	0,041	0,041	0,041	0,041	0,041	0,041	0,041
	0,20	0,034	0,037	0,038	0,038	0,039	0,039	0,039	0,039	0,039	0,039	0,039
	0,25	0,025	0,028	0,030	0,031	0,031	0,032	0,032	0,032	0,032	0,032	0,032
	0,30	0,019	0,023	0,025	0,026	0,027	0,028	0,028	0,028	0,028	0,028	0,028
	0,40	0,009	0,013	0,017	0,018	0,019	0,020	0,020	0,020	0,020	0,021	0,021
	0,50	0,004	0,007	0,010	0,011	0,012	0,013	0,013	0,014	0,014	0,014	0,015
$0{,}4H_н$	0,10	0,168	0,170	0,170	0,171	0,171	0,171	0,171	0,171	0,171	0,171	0,171
	0,15	0,145	0,149	0,152	0,153	0,153	0,153	0,154	0,154	0,154	0,154	0,154
	0,20	0,119	0,128	0,133	0,135	0,136	0,136	0,136	0,137	0,137	0,137	0,137
	0,25	0,094	0,107	0,115	0,118	0,119	0,120	0,120	0,121	0,121	0,122	0,122
	0,30	0,070	0,086	0,096	0,100	0,102	0,104	0,105	0,105	0,106	0,106	0,107
	0,40	0,036	0,050	0,063	0,069	0,073	0,075	0,076	0,077	0,078	0,079	0,079
	0,50	0,015	0,023	0,033	0,038	0,041	0,044	0,045	0,047	0,048	0,048	0,049
$0{,}6H_н$	0,10	0,352	0,355	0,357	0,358	0,358	0,358	0,358	0,359	0,359	0,359	0,359
	0,15	0,304	0,314	0,320	0,321	0,322	0,323	0,323	0,323	0,324	0,324	0,324
	0,20	0,247	0,265	0,275	0,279	0,281	0,282	0,283	0,283	0,284	0,284	0,284
	0,25	0,199	0,227	0,243	0,250	0,253	0,255	0,256	0,257	0,258	0,258	0,259
	0,30	0,150	0,183	0,205	0,214	0,219	0,221	0,223	0,225	0,226	0,227	0,227
	0,40	0,077	0,109	0,136	0,149	0,156	0,161	0,164	0,167	0,169	0,170	0,171
	0,50	0,036	0,057	0,081	0,094	0,102	0,108	0,111	0,115	0,118	0,120	0,122
$0{,}8H_н$	0,10	0,580	0,586	0,589	0,590	0,590	0,590	0,591	0,591	0,591	0,591	0,591
	0,15	0,504	0,521	0,529	0,532	0,534	0,535	0,535	0,536	0,536	0,536	0,536
	0,20	0,420	0,451	0,468	0,474	0,478	0,479	0,481	0,482	0,482	0,483	0,483
	0,25	0,335	0,380	0,408	0,418	0,424	0,427	0,429	0,431	0,432	0,433	0,434
	0,30	0,253	0,308	0,345	0,360	0,368	0,373	0,376	0,378	0,380	0,381	0,383
	0,40	0,131	0,184	0,231	0,253	0,265	0,273	0,278	0,283	0,286	0,288	0,290
	0,50	0,062	0,098	0,139	0,161	0,175	0,185	0,192	0,197	0,202	0,205	0,208
$1{,}0H_н$	0,10	0,835	0,843	0,847	0,849	0,849	0,850	0,850	0,850	0,850	0,850	0,851
	0,15	0,730	0,755	0,767	0,771	0,773	0,774	0,775	0,776	0,776	0,777	0,777
	0,20	0,611	0,657	0,682	0,691	0,696	0,698	0,700	0,702	0,703	0,703	0,704
	0,25	0,489	0,556	0,597	0,612	0,619	0,624	0,627	0,630	0,632	0,633	0,634
	0,30	0,372	0,453	0,509	0,530	0,542	0,549	0,554	0,557	0,560	0,562	0,564
	0,40	0,195	0,274	0,344	0,376	0,394	0,406	0,414	0,421	0,425	0,429	0,432
	0,50	0,093	0,147	0,208	0,242	0,263	0,278	0,287	0,297	0,303	0,308	0,313

Таблица 3.96

Коэффициенты k_5 для определения опорной реакции R_B от действия горизонтальной равномерно распределенной нагрузки $p_в$



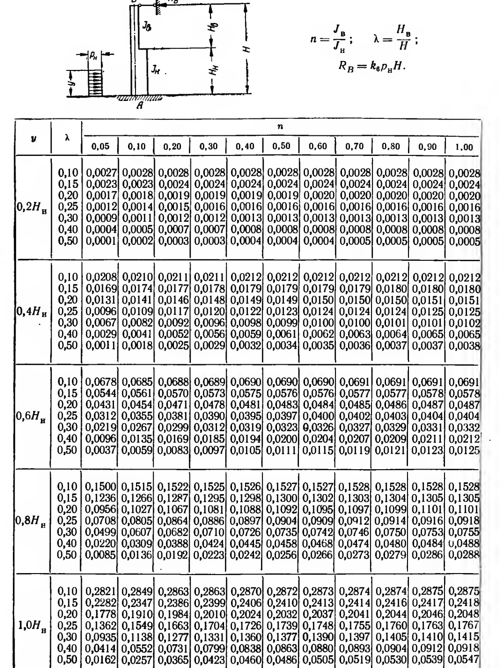
$$n = \frac{J_в}{J_н}; \quad \lambda = \frac{H_в}{H};$$

$$R_в = k_5 p_в H;$$

y	λ	n: 0,05	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
	0,10	0,0198	0,0198	0,0197	0,0197	0,0197	0,0197	0,0197	0,0197	0,0197	0,0197	0,0197
	0,15	0,0300	0,0297	0,0296	0,0296	0,0294	0,0294	0,0294	0,0293	0,0293	0,0293	0,0293
	0,20	0,0409	0,0398	0,0393	0,0391	0,0390	0,0389	0,0389	0,0388	0,0388	0,0388	0,0388
$0{,}2H_в$	0,25	0,0526	0,0506	0,0493	0,0488	0,0486	0,0484	0,0483	0,0482	0,0482	0,0482	0,0481
	0,30	0,0653	0,0621	0,0597	0,0591	0,0582	0,0579	0,0577	0,0575	0,0575	0,0574	0,0573
	0,40	0,0926	0,0860	0,0801	0,0773	0,0759	0,0749	0,0742	0,0739	0,073[illegible]	0,0730	0,0727
	0,50	0,1234	0,1557	0,1071	0,1024	0,0996	0,0974	0,0959	0,0947	0,0942	0,0926	0,0925
	0,10	0,0387	0,0387	0,0388	0,0388	0,0388	0,0388	0,0388	0,0388	0,0388	0,0388	0,0388
	0,15	0,0568	0,0571	0,0572	0,0572	0,0573	0,0573	0,0573	0,0573	0,0573	0,0573	0,0573
	0,20	0,0718	0,0726	0,0726	0,0726	0,0726	0,0726	0,0727	0,0727	0,0727	0,0727	0,0727
$0{,}4H_в$	0,25	0,0868	0,0895	0,0911	0,0916	0,0919	0,0921	0,0922	0,0923	0,0924	0,0925	0,0925
	0,30	0,1056	0,1071	0,1082	0,1086	0,1088	0,1089	0,1090	0,1090	0,1091	0,1092	0,1092
	0,40	0,1357	0,1374	0,1390	0,1392	0,1401	0,1403	0,1405	0,1409	0,1409	0,1409	0,1409
	0,50	0,1661	0,1671	0,1682	0,1689	0,1693	0,1695	0,1697	0,1700	0,1700	0,1701	0,1702
	0,10	0,0569	0,0571	0,0572	0,0572	0,0573	0,0573	0,0573	0,0573	0,0573	0,0573	0,0573
	0,15	0,0873	0,0885	0,0891	0,0893	0,0894	0,0895	0,0895	0,0895	0,0895	0,0896	0,0896
	0,20	0,1043	0,1067	0,1081	0,1085	0,1088	0,1089	0,1090	0,1091	0,1091	0,1092	0,1092
$0{,}6H_в$	0,25	0,1233	0,1279	0,1306	0,1317	0,1322	0,1326	0,1327	0,1329	0,1330	0,1331	0,1332
	0,30	0,1390	0,1465	0,1512	0,1530	0,1540	0,1546	0,1550	0,1551	0,1555	0,1556	0,1558
	0,40	0,1699	0,1797	0,1887	0,1928	0,1953	0,1968	0,1979	0,1990	0,1993	0,1998	0,2002
	0,50	0,1958	0,2052	0,2157	0,2214	0,2251	0,2276	0,2294	0,2308	0,2319	0,2328	0,2335
	0,10	0,0722	0,0724	0,0726	0,0726	0,0726	0,0727	0,0727	0,0727	0,0727	0,0727	0,0727
	0,15	0,1060	0,1076	0,1085	0,1088	0,1089	0,1090	0,1091	0,1091	0,1092	0,1092	0,1092
	0,20	0,1321	0,1364	0,1388	0,1397	0,1401	0,1404	0,1405	0,1407	0,1408	0,1408	0,1409
$0{,}8H_в$	0,25	0,1526	0,1607	0,1657	0,1675	0,1684	0,1690	0,1694	0,1696	0,1699	0,1701	0,1702
	0,30	0,1703	0,1829	0,1916	0,1950	0,1968	0,1979	0,1986	0,1990	0,1996	0,1999	0,2002
	0,40	0,1925	0,2097	0,2251	0,2320	0,2362	0,2388	0,2406	0,2423	0,2430	0,2438	0,2445
	0,50	0,2152	0,2320	0,2510	0,2614	0,2679	0,2725	0,2758	0,2783	0,2803	0,2814	0,2832
	0,10	0,0915	0,0920	0,0923	0,0924	0,0924	0,0925	0,0925	0,0925	0,0925	0,0925	0,0926
	0,15	0,1285	0,1309	0,1322	0,1326	0,1328	0,1329	0,1330	0,1331	0,1331	0,1332	0,1332
	0,20	0,1576	0,1638	0,1672	0,1684	0,1691	0,1694	0,1697	0,1699	0,1700	0,1703	0,1703
$1{,}0H_в$	0,25	0,1745	0,1854	0,1921	0,1947	0,1959	0,1967	0,1973	0,1976	0,1979	0,1981	0,1983
	0,30	0,1925	0,2098	0,2217	0,2263	0,2288	0,2303	0,2314	0,2319	0,2327	0,2331	0,2335
	0,40	0,2101	0,2345	0,2560	0,2658	0,2715	0,2752	0,2777	0,2800	0,2811	0,2822	0,2832
	0,50	0,2268	0,2382	0,2761	0,2903	0,2993	0,3055	0,3101	0,3145	0,3163	0,3184	0,3203

Таблица 3.97

Коэффициенты k_6 для определения опорной реакции R_B от действия горизонтальной равномерно распределенной нагрузки $p_н$



$$n = \frac{J_в}{J_н}; \quad \lambda = \frac{H_в}{H};$$

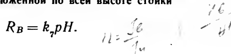
$$R_B = k_6 p_н H.$$

y	λ	n = 0,05	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
$0{,}2H_н$	0,10	0,0027	0,0028	0,0028	0,0028	0,0028	0,0028	0,0028	0,0028	0,0028	0,0028	0,0028
	0,15	0,0023	0,0023	0,0024	0,0024	0,0024	0,0024	0,0024	0,0024	0,0024	0,0024	0,0024
	0,20	0,0017	0,0018	0,0019	0,0019	0,0019	0,0019	0,0020	0,0020	0,0020	0,0020	0,0020
	0,25	0,0012	0,0014	0,0015	0,0016	0,0016	0,0016	0,0016	0,0016	0,0016	0,0016	0,0016
	0,30	0,0009	0,0011	0,0012	0,0012	0,0013	0,0013	0,0013	0,0013	0,0013	0,0013	0,0013
	0,40	0,0004	0,0005	0,0007	0,0007	0,0008	0,0008	0,0008	0,0008	0,0008	0,0008	0,0008
	0,50	0,0001	0,0002	0,0003	0,0003	0,0004	0,0004	0,0004	0,0005	0,0005	0,0005	0,0005
$0{,}4H_н$	0,10	0,0208	0,0210	0,0211	0,0211	0,0212	0,0212	0,0212	0,0212	0,0212	0,0212	0,0212
	0,15	0,0169	0,0174	0,0177	0,0178	0,0179	0,0179	0,0179	0,0179	0,0180	0,0180	0,0180
	0,20	0,0131	0,0141	0,0146	0,0148	0,0149	0,0149	0,0150	0,0150	0,0150	0,0151	0,0151
	0,25	0,0096	0,0109	0,0117	0,0120	0,0122	0,0123	0,0124	0,0124	0,0124	0,0125	0,0125
	0,30	0,0067	0,0082	0,0092	0,0096	0,0098	0,0099	0,0100	0,0100	0,0101	0,0101	0,0102
	0,40	0,0029	0,0041	0,0052	0,0056	0,0059	0,0061	0,0062	0,0063	0,0064	0,0065	0,0065
	0,50	0,0011	0,0018	0,0025	0,0029	0,0032	0,0034	0,0035	0,0036	0,0037	0,0037	0,0038
$0{,}6H_н$	0,10	0,0678	0,0685	0,0688	0,0689	0,0690	0,0690	0,0690	0,0691	0,0691	0,0691	0,0691
	0,15	0,0544	0,0561	0,0570	0,0573	0,0575	0,0576	0,0576	0,0577	0,0577	0,0578	0,0578
	0,20	0,0431	0,0454	0,0471	0,0478	0,0481	0,0483	0,0484	0,0485	0,0486	0,0487	0,0487
	0,25	0,0312	0,0355	0,0381	0,0390	0,0395	0,0397	0,0400	0,0402	0,0403	0,0404	0,0404
	0,30	0,0219	0,0267	0,0299	0,0312	0,0319	0,0323	0,0326	0,0327	0,0329	0,0331	0,0332
	0,40	0,0096	0,0135	0,0169	0,0185	0,0194	0,0200	0,0204	0,0207	0,0209	0,0211	0,0212
	0,50	0,0037	0,0059	0,0083	0,0097	0,0105	0,0111	0,0115	0,0119	0,0121	0,0123	0,0125
$0{,}8H_н$	0,10	0,1500	0,1515	0,1522	0,1525	0,1526	0,1527	0,1527	0,1528	0,1528	0,1528	0,1528
	0,15	0,1236	0,1266	0,1287	0,1295	0,1298	0,1300	0,1302	0,1303	0,1304	0,1305	0,1305
	0,20	0,0956	0,1027	0,1067	0,1081	0,1088	0,1092	0,1095	0,1097	0,1099	0,1101	0,1101
	0,25	0,0708	0,0805	0,0864	0,0886	0,0897	0,0904	0,0909	0,0912	0,0914	0,0916	0,0918
	0,30	0,0499	0,0607	0,0682	0,0710	0,0726	0,0735	0,0742	0,0746	0,0750	0,0753	0,0755
	0,40	0,0220	0,0309	0,0388	0,0424	0,0445	0,0458	0,0468	0,0474	0,0480	0,0484	0,0488
	0,50	0,0085	0,0136	0,0192	0,0223	0,0242	0,0256	0,0266	0,0273	0,0279	0,0286	0,0288
$1{,}0H_н$	0,10	0,2821	0,2849	0,2863	0,2863	0,2870	0,2872	0,2873	0,2874	0,2874	0,2875	0,2875
	0,15	0,2282	0,2347	0,2386	0,2399	0,2406	0,2410	0,2413	0,2414	0,2416	0,2417	0,2418
	0,20	0,1778	0,1910	0,1984	0,2010	0,2024	0,2032	0,2037	0,2041	0,2044	0,2046	0,2048
	0,25	0,1362	0,1549	0,1663	0,1704	0,1726	0,1739	0,1748	0,1755	0,1760	0,1763	0,1767
	0,30	0,0935	0,1138	0,1277	0,1331	0,1360	0,1377	0,1390	0,1397	0,1405	0,1410	0,1415
	0,40	0,0414	0,0552	0,0731	0,0799	0,0838	0,0863	0,0880	0,0893	0,0904	0,0912	0,0918
	0,50	0,0162	0,0257	0,0365	0,0423	0,0460	0,0486	0,0505	0,0519	0,0530	0,0539	0,0547

Таблица 3.98

Коэффициенты k'_7 для определения опорной реакции R_B от действия горизонтальной равномерно распределенной нагрузки p, приложенной по всей высоте стойки

$$R_B = k_7 pH.$$



λ	n									
	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
0,10	0,3721	0,3736	0,3741	0,3744	0,3746	0,3747	0,3749	0,3749	0,3749	0,3750
0,20	0,3548	0,3657	0,3694	0,3714	0,3726	0,3734	0,3740	0,3744	0,3748	0,3750
0,30	0,3281	0,3418	0,3596	0,3649	0,3681	0,3704	0,3724	0,3733	0,3742	0,3750
0,40	0,3045	0,3291	0,3458	0,3553	0,3614	0,3657	0,3690	0,3714	0,3733	0,3750
0,50	0,2757	0,3125	0,3326	0,3454	0,3542	0,3604	0,3655	0,3693	0,3722	0,3750

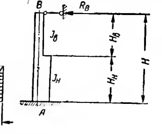


Таблица 3.99

Коэффициенты k_8 для определения опорной реакции R_B от действия горизонтальной распределенной по закону треугольника нагрузки $q_н$

$$n = \frac{J_в}{J_н}; \quad \lambda = \frac{H_в}{H};$$

$$R_B = k_8 q_н H.$$

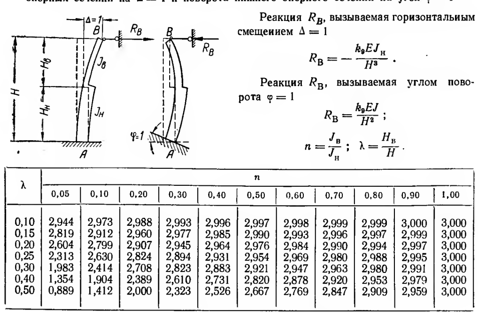
y	λ	n										
		0,05	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
$0{,}2H_н$	0,10	0,0007	0,0007	0,0007	0,0007	0,0007	0,0007	0,0007	0,0007	0,0007	0,0007	0,0007
	0,15	0,0006	0,0006	0,0006	0,0006	0,0006	0,0006	0,0006	0,0006	0,0006	0,0006	0,0006
	0,20	0,0004	0,0005	0,0005	0,0005	0,0005	0,0005	0,0005	0,0005	0,0005	0,0005	0,0005
	0,25	0,0003	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004
	0,30	0,0002	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003
	0,40	0,0001	0,0001	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002
	0,50	0,0000	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001
$0{,}4H_н$	0,10	0,0053	0,0054	0,0054	0,0054	0,0054	0,0054	0,0054	0,0054	0,0054	0,0054	0,0054
	0,15	0,0043	0,0044	0,0045	0,0045	0,0045	0,0045	0,0045	0,0046	0,0046	0,0046	0,0046
	0,20	0,0033	0,0036	0,0037	0,0038	0,0038	0,0038	0,0038	0,0038	0,0038	0,0038	0,0038
	0,25	0,0024	0,0028	0,0030	0,0031	0,0031	0,0031	0,0031	0,0031	0,0032	0,0032	0,0032
	0,30	0,0017	0,0021	0,0023	0,0024	0,0025	0,0025	0,0025	0,0026	0,0026	0,0026	0,0026
	0,40	0,0007	0,0010	0,0013	0,0014	0,0015	0,0015	0,0016	0,0016	0,0016	0,0016	0,0016
	0,50	0,0003	0,0005	0,0006	0,0007	0,0008	0,0008	0,0009	0,0009	0,0009	0,0009	0,0010
$0{,}6H_н$	0,10	0,0172	0,0174	0,0175	0,0175	0,0175	0,0175	0,0175	0,0175	0,0175	0,0176	0,0176
	0,15	0,0140	0,0145	0,0147	0,0148	0,0148	0,0148	0,0149	0,0149	0,0149	0,0149	0,0149
	0,20	0,0109	0,0117	0,0121	0,0123	0,0124	0,0124	0,0124	0,0125	0,0125	0,0125	0,0125
	0,25	0,0080	0,0091	0,0098	0,0100	0,0101	0,0102	0,0103	0,0103	0,0103	0,0104	0,0104
	0,30	0,0055	0,0067	0,0076	0,0079	0,0081	0,0082	0,0082	0,0083	0,0083	0,0084	0,0084
	0,40	0,0024	0,0034	0,0043	0,0047	0,0049	0,0051	0,0052	0,0053	0,0053	0,0054	0,0054
	0,50	0,0009	0,0015	0,0021	0,0025	0,0027	0,0028	0,0029	0,0030	0,0031	0,0031	0,0032

Продолжение табл. 3.99

y	λ	n										
		0,05	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
$0{,}8H_н$	0,10	0,0391	0,0395	0,0397	0,0398	0,0398	0,0398	0,0398	0,0398	0,0398	0,0398	0,0398
	0,15	0,0319	0,0329	0,0335	0,0337	0,0338	0,0338	0,0339	0,0339	0,0339	0,0339	0,0339
	0,20	0,0248	0,0266	0,0277	0,0282	0,0282	0,0283	0,0284	0,0285	0,0285	0,0285	0,0285
	0,25	0,0183	0,0208	0,0223	0,0228	0,0231	0,0233	0,0234	0,0235	0,0236	0,0236	0,0237
	0,30	0,0129	0,0157	0,0176	0,0183	0,0187	0,0190	0,0191	0,0192	0,0194	0,0194	0,0195
	0,40	0,0056	0,0079	0,0099	0,0109	0,0114	0,0117	0,0120	0,0122	0,0123	0,0124	0,0125
	0,50	0,0022	0,0036	0,0049	0,0057	0,0062	0,0065	0,0068	0,0070	0,0071	0,0072	0,0074
$1{,}0H_н$	0,10	0,0733	0,0740	0,0744	0,0745	0,0746	0,0746	0,0747	0,0747	0,0747	0,0747	0,0747
	0,15	0,0599	0,0618	0,0629	0,0632	0,0634	0,0635	0,0636	0,0636	0,0637	0,0637	0.0637
	0,20	0,0467	0,0501	0,0521	0,0528	0,0531	0,0533	0,0535	0,0536	0,0537	0,0537	0,0537
	0,25	0,0346	0,0393	0,0422	0,0432	0,0438	0,0441	0,0444	0,0445	0,0446	0,0447	0,0448
	0,30	0,0244	0,0297	0,0333	0,0347	0,0354	0,0359	0,0362	0,0364	0,0366	0,0368	0,0369
	0,40	0,0107	0,0151	0,0189	0,0207	0,0217	0,0223	0,0228	0,0231	0,0234	0,0236	0,0238
	0,50	0,0041	0,0065	0,0092	0,0107	0,0116	0,0123	0,0127	0,0131	0,0134	0,0136	0,0138

Таблица 3.100

Коэффициенты k_9 для определения опорной реакции $R_В$ от взаимных смещений опорных сечений на $\Delta = 1$ и поворота нижнего опорного сечения на угол $\varphi = 1$



Реакция $R_В$, вызываемая горизонтальным смещением $\Delta = 1$

$$R_В = -\frac{k_9 E J_н}{H^3}.$$

Реакция $R_В$, вызываемая углом поворота $\varphi = 1$

$$R_В = \frac{k_9 E J}{H^2};$$

$$n = \frac{J_в}{J_н}; \quad \lambda = \frac{H_в}{H}.$$

λ	n										
	0,05	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
0,10	2,944	2,973	2,988	2,993	2,996	2,997	2,998	2,999	2,999	3,000	3,000
0,15	2,819	2,912	2,960	2,977	2,985	2,990	2,993	2,996	2,997	2,999	3,000
0,20	2,604	2,799	2,907	2,945	2,964	2,976	2,984	2,990	2,994	2,997	3,000
0,25	2,313	2,630	2,824	2,894	2,931	2,954	2,969	2,980	2,988	2,995	3,000
0,30	1,983	2,414	2,708	2,823	2,883	2,921	2,947	2,963	2,980	2,991	3,000
0,40	1,354	1,904	2,389	2,610	2,731	2,820	2,878	2,920	2,953	2,979	3,000
0,50	0,889	1,412	2,000	2,323	2,526	2,667	2,769	2,847	2,909	2,959	3,000

СТУПЕНЧАТЫЕ СТОЙКИ С ЗАЩЕМЛЕННЫМИ ОПОРАМИ

В табл. 3.101—3.106 приводятся коэффициенты k для определения реактивных усилий в защемленных опорах ступенчатой стойки от различных внешних нагрузок, взаимного смещения опорных сечений на $\Delta = 1$ и поворота верхнего и нижнего опорных сечений на угол $\varphi = 1$.

На рис. 3.13 показаны положительные направления реактивных усилий M_A, M_B, R_A и R_B.

Коэффициенты k определяются по таблицам в зависимости от схемы воздействия на стойку и значения параметров (рис. 3.13):

$$n = \frac{J_в}{J_н}; \qquad \lambda = \frac{H_в}{H};$$

где $J_в$ — момент инерции поперечного сечения верхней части стойки;

$J_н$ — момент инерции поперечного сечения нижней части стойки;

$H_в$ — длина верхней части стойки;

$H_н$ — длина нижней части стойки;

H — общая длина стойки.

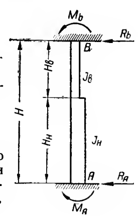


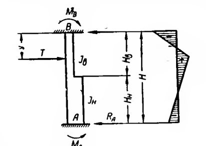
Рис. 3.13. Расчетная схема стойки со ступенчатым измененнем сечення (оба конца защемлены).

Табл. 3.100—3.106, кроме непосредственного расчета по ним ступенчатых стоек с защемленными опорами, могут быть использованы при расчете методом деформаций рамных поперечников зданий, включающих ступенчатые стойки.

В этом случае с помощью таблиц легко вычисляются коэффициенты канонических уравнений метода деформаций, представляющих собой, как известно, реактивные усилия от единичных перемещений и внешних нагрузок (см. стр. 204).

Таблица 3.101

Коэффициенты k для определения усилий в стойках от действия сосредоточенной силы T



$$n = \frac{J_в}{J_н}; \quad \lambda = \frac{H_в}{H};$$

$$M_B = -k_B TH;$$

$$M_A = -k_A TH;$$

$$R_B = k'_B T;$$

$$R_A = (1 - k'_B)T.$$

y	Коэффициенты	λ	n = 0,04	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
0,10H	k_B	0,10	0,049	0,054	0,060	0,065	0,069	0,072	0,074	0,076	0,078	0,080	0,081
		0,20	0,066	0,069	0,071	0,073	0,075	0,076	0,077	0,078	0,079	0,080	0,081
		0,30	0,069	0,073	0,075	0,076	0,077	0,078	0,079	0,079	0,080	0,081	0,081
		0,40	0,070	0,074	0,077	0,078	0,079	0,079	0,080	0,080	0,080	0,081	0,081
		0,50	0,071	0,074	0,077	0,078	0,079	0,079	0,080	0,080	0,081	0,081	0,081
	k_A	0,10	0,031	0,024	0,020	0,017	0,015	0,014	0,012	0,011	0,010	0,010	0,009
		0,20	0,040	0,023	0,017	0,015	0,013	0,012	0,011	0,011	0,010	0,010	0,009
		0,30	0,049	0,028	0,019	0,015	0,013	0,012	0,011	0,010	0,010	0,009	0,009
		0,40	0,059	0,031	0,021	0,016	0,014	0,012	0,011	0,011	0,010	0,009	0,009
		0,50	0,046	0,031	0,022	0,017	0,015	0,013	0,012	0,011	0,010	0,010	0,009
	k'_B	0,10	0,918	0,930	0,940	0,948	0,954	0,958	0,962	0,965	0,968	0,970	0,972
		0,20	0,926	0,946	0,954	0,958	0,961	0,964	0,966	0,968	0,969	0,971	0,972
		0,30	0,920	0,945	0,957	0,961	0,964	0,966	0,968	0,969	0,970	0,971	0,972
		0,40	0,912	0,943	0,956	0,962	0,965	0,967	0,968	0,969	0,970	0,971	0,972
		0,50	0,925	0,943	0,955	0,961	0,964	0,967	0,968	0,970	0,971	0,971	0,972

Продолжение табл. 3.101

ν	Коэффициенты	λ	n										
			0,04	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
0,20H	k_B	0,10	0,046	0,059	0,075	0,088	0,097	0,105	0,111	0,116	0,121	0,125	0,128
		0,20	0,076	0,084	0,092	0,099	0,104	0,109	0,114	0,118	0,122	0,125	0,128
		0,30	0,089	0,101	0,108	0,111	0,115	0,117	0,120	0,122	0,124	0,126	0,128
		0,40	0,090	0,104	0,113	0,116	0,119	0,121	0,123	0,124	0,126	0,127	0,128
		0,50	0,094	0,104	0,113	0,118	0,121	0,122	0,124	0,125	0,126	0,127	0,128
	k_A	0,10	0,081	0,066	0,057	0,051	0,047	0,043	0,040	0,038	0,035	0,034	0,032
		0,20	0,095	0,067	0,055	0,049	0,045	0,042	0,039	0,037	0,035	0,034	0,032
		0,30	0,147	0,085	0,060	0,050	0,045	0,041	0,039	0,036	0,035	0,034	0,032
		0,40	0,166	0,101	0,068	0,055	0,047	0,043	0,039	0,037	0,035	0,034	0,032
		0,50	0,149	0,105	0,073	0,058	0,050	0,045	0,041	0,038	0,035	0,034	0,032
	k'_B	0,10	0,765	0,794	0,818	0,836	0,851	0,862	0,871	0,879	0,886	0,891	0,896
		0,20	0,781	0,817	0,837	0,850	0,859	0,868	0,875	0,881	0,886	0,891	0,896
		0,30	0,742	0,816	0,848	0,861	0,870	0,876	0,881	0,886	0,889	0,893	0,896
		0,40	0,724	0,803	0,845	0,862	0,872	0,878	0,883	0,887	0,891	0,894	0,896
		0,50	0,745	0,800	0,840	0,859	0,870	0,878	0,883	0,888	0,891	0,894	0,896
0,30H	k_B	0,10	0,042	0,058	0,079	0,095	0,107	0,117	0,125	0,132	0,138	0,143	0,147
		0,20	0,064	0,075	0,087	0,098	0,107	0,116	0,123	0,130	0,136	0,142	0,147
		0,30	0,081	0,096	0,106	0,114	0,120	0,125	0,130	0,135	0,139	0,143	0,147
		0,40	0,082	0,105	0,118	0,125	0,130	0,133	0,137	0,139	0,142	0,145	0,147
		0,50	0,083	0,104	0,120	0,128	0,133	0,136	0,139	0,142	0,144	0,145	0,147
	k_A	0,10	0,114	0,105	0,095	0,087	0,082	0,077	0,073	0,070	0,067	0,065	0,063
		0,20	0,134	0,107	0,094	0,087	0,082	0,078	0,074	0,071	0,068	0,065	0,063
		0,30	0,207	0,133	0,102	0,090	0,082	0,077	0,073	0,070	0,068	0,065	0,063
		0,40	0,277	0,173	0,121	0,100	0,088	0,081	0,075	0,071	0,068	0,065	0,063
		0,50	0,268	0,190	0,135	0,110	0,095	0,085	0,078	0,073	0,069	0,066	0,063
	k'_B	0,10	0,628	0,653	0,684	0,707	0,726	0,740	0,752	0,762	0,771	0,778	0,784
		0,20	0,630	0,668	0,693	0,711	0,725	0,738	0,749	0,759	0,768	0,777	0,784
		0,30	0,574	0,663	0,704	0,724	0,737	0,748	0,757	0,764	0,772	0,778	0,784
		0,40	0,505	0,632	0,697	0,725	0,741	0,753	0,761	0,768	0,774	0,779	0,784
		0,50	0,515	0,615	0,685	0,718	0,738	0,751	0,761	0,769	0,775	0,780	0,784
0,40H	k_B	0,10	0,036	0,053	0,074	0,090	0,103	0,113	0,121	0,129	0,134	0,140	0,144
		0,20	0,052	0,062	0,076	0,088	0,099	0,108	0,117	0,125	0,132	0,138	0,144
		0,30	0,064	0,078	0,090	0,099	0,107	0,114	0,121	0,127	0,133	0,139	0,144
		0,40	0,063	0,087	0,103	0,111	0,118	0,123	0,128	0,132	0,136	0,140	0,144
		0,50	0,059	0,087	0,107	0,117	0,124	0,129	0,133	0,136	0,139	0,142	0,144
	k_A	0,10	0,148	0,139	0,129	0,121	0,115	0,110	0,107	0,103	0,101	0,098	0,096
		0,20	0,160	0,141	0,129	0,122	0,117	0,112	0,108	0,105	0,100	0,099	0,096
		0,30	0,217	0,160	0,135	0,124	0,117	0,112	0,108	0,105	0,101	0,099	0,096
		0,40	0,313	0,210	0,158	0,136	0,124	0,116	0,110	0,106	0,102	0,099	0,096
		0,50	0,354	0,255	0,187	0,155	0,136	0,124	0,115	0,109	0,104	0,100	0,096
	k'_B	0,10	0,488	0,513	0,545	0,569	0,588	0,603	0,615	0,625	0,634	0,642	0,648
		0,20	0,492	0,522	0,547	0,566	0,582	0,596	0,609	0,620	0,631	0,640	0,648
		0,30	0,447	0,518	0,555	0,575	0,590	0,602	0,613	0,623	0,632	0,640	0,648
		0,40	0,350	0,477	0,545	0,575	0,594	0,607	0,618	0,627	0,635	0,642	0,648
		0,50	0,305	0,432	0,520	0,562	0,587	0,604	0,617	0,627	0,635	0,642	0,648

Продолжение табл. 3.101

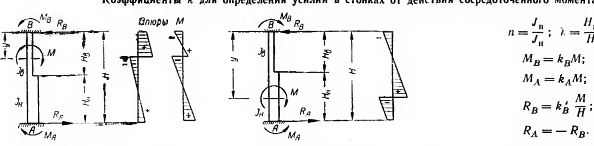
ν	Коэффициенты	λ	n = 0,04	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
0,50*H*	k_B	0,10	0,028	0,043	0,062	0,077	0,088	0,097	0,105	0,111	0,116	0,121	0,125
		0,20	0,039	0,049	0,062	0,073	0,083	0,092	0,100	0,107	0,114	0,120	0,125
		0,30	0,048	0,060	0,071	0,079	0,087	0,095	0,101	0,108	0,114	0,120	0,125
		0,40	0,047	0,066	0,080	0,088	0,095	0,100	0,106	0,111	0,116	0,121	0,125
		0,50	0,039	0,064	0,083	0,094	0,101	0,106	0,111	0,115	0,118	0,122	0,125
	k_A	0,10	0,171	0,164	0,154	0,147	0,142	0,138	0,134	0,132	0,129	0,127	0,125
		0,20	0,181	0,165	0,155	0,149	0,144	0,140	0,136	0,133	0,130	0,127	0,125
		0,30	0,221	0,178	0,159	0,150	0,144	0,140	0,136	0,133	0,130	0,127	0,125
		0,40	0,289	0,214	0,175	0,159	0,149	0,143	0,138	0,134	0,130	0,128	0,125
		0,50	0,359	0,270	0,208	0,180	0,163	0,152	0,144	0,137	0,132	0,128	0,125
	k'_B	0,10	0,357	0,380	0,408	0,429	0,446	0,459	0,470	0,480	0,487	0,494	0,500
		0,20	0,358	0,384	0,407	0,424	0,439	0,452	0,463	0,474	0,483	0,492	0,500
		0,30	0,327	0,381	0,412	0,429	0,443	0,455	0,465	0,475	0,484	0,492	0,500
		0,40	0,258	0,352	0,405	0,429	0,446	0,458	0,468	0,477	0,486	0,493	0,500
		0,50	0,180	0,295	0,375	0,414	0,438	0,455	0,467	0,477	0,486	0,493	0,500
0,60*H*	k_B	0,10	0,020	0,032	0,047	0,058	0,067	0,074	0,080	0,085	0,089	0,093	0,096
		0,20	0,027	0,035	0,045	0,054	0,062	0,069	0,076	0,081	0,087	0,092	0,096
		0,30	0,033	0,042	0,050	0,058	0,064	0,070	0,076	0,081	0,087	0,091	0,096
		0,40	0,032	0,046	0,056	0,063	0,069	0,074	0,079	0,083	0,088	0,092	0,096
		0,50	0,027	0,045	0,059	0,067	0,073	0,078	0,082	0,086	0,089	0,093	0,096
	k_A	0,10	0,180	0,174	0,167	0,162	0,157	0,154	0,151	0,149	0,147	0,146	0,144
		0,20	0,187	0,175	0,168	0,164	0,159	0,156	0,153	0,150	0,148	0,146	0,144
		0,30	0,212	0,184	0,170	0,164	0,159	0,156	0,153	0,150	0,148	0,146	0,144
		0,40	0,258	0,207	0,181	0,169	0,162	0,158	0,154	0,151	0,148	0,146	0,144
		0,50	0,304	0,244	0,203	0,183	0,171	0,163	0,158	0,153	0,150	0,147	0,144
	k'_B	0,10	0,240	0,258	0,280	0,297	0,310	0,320	0,329	0,336	0,342	0,347	0,352
		0,20	0,240	0,260	0,277	0,291	0,303	0,313	0,323	0,331	0,339	0,346	0,352
		0,30	0,221	0,258	0,280	0,294	0,305	0,314	0,323	0,331	0,339	0,345	0,352
		0,40	0,175	0,239	0,276	0,294	0,307	0,316	0,325	0,333	0,339	0,346	0,352
		0,50	0,123	0,200	0,256	0,284	0,301	0,314	0,324	0,333	0,340	0,346	0,352
0,70*H*	k_B	0,10	0,013	0,020	0,030	0,038	0,044	0,049	0,053	0,056	0,059	0,061	0,063
		0,20	0,016	0,021	0,028	0,034	0,040	0,045	0,049	0,053	0,057	0,060	0,063
		0,30	0,019	0,025	0,031	0,036	0,041	0,045	0,049	0,053	0,056	0,060	0,063
		0,40	0,019	0,028	0,035	0,039	0,043	0,047	0,051	0,054	0,057	0,060	0,063
		0,50	0,016	0,027	0,036	0,041	0,046	0,049	0,052	0,055	0,058	0,061	0,063
	k_A	0,10	0,171	0,167	0,162	0,159	0,156	0,154	0,152	0,150	0,149	0,148	0,147
		0,20	0,174	0,167	0,163	0,160	0,157	0,155	0,153	0,151	0,149	0,148	0,147
		0,30	0,189	0,172	0,164	0,160	0,157	0,155	0,153	0,151	0,150	0,148	0,147
		0,40	0,216	0,186	0,170	0,163	0,159	0,156	0,154	0,152	0,150	0,148	0,147
		0,50	0,243	0,208	0,183	0,171	0,164	0,159	0,156	0,153	0,151	0,149	0,147
	k'_B	0,10	0,142	0,153	0,168	0,179	0,188	0,195	0,201	0,205	0,209	0,213	0,216
		0,20	0,142	0,154	0,166	0,175	0,183	0,190	0,196	0,202	0,207	0,211	0,216
		0,30	0,130	0,153	0,167	0,176	0,184	0,190	0,196	0,201	0,207	0,211	0,216
		0,40	0,103	0,142	0,164	0,176	0,185	0,191	0,196	0,202	0,207	0,211	0,216
		0,50	0,073	0,119	0,153	0,170	0,182	0,190	0,197	0,202	0,207	0,211	0,216

Продолжение табл. 3.101

v	Коэффициенты	λ	n										
			0,04	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
0,80H	k_B	0,10	0,006	0,010	0,015	0,019	0,020	0,023	0,024	0,025	0,029	0,030	0,032
		0,20	0,008	0,010	0,015	0,019	0,020	0,023	0,025	0,027	0,029	0,030	0,032
		0,30	0,009	0,012	0,015	0,019	0,020	0,023	0,025	0,027	0,029	0,030	0,032
		0,40	0,009	0,013	0,017	0,019	0,021	0,023	0,025	0,027	0,029	0,030	0,032
		0,50	0,009	0,013	0,017	0,020	0,022	0,024	0,026	0,028	0,029	0,031	0,032
	k_A	0,10	0,141	0,138	0,136	0,134	0,133	0,131	0,131	0,130	0,129	0,129	0,128
		0,20	0,142	0,139	0,136	0,135	0,133	0,132	0,131	0,130	0,129	0,129	0,128
		0,30	0,149	0,141	0,137	0,135	0,133	0,132	0,131	0,130	0,130	0,129	0,128
		0,40	0,161	0,147	0,139	0,136	0,134	0,133	0,131	0,130	0,130	0,129	0,128
		0,50	0,174	0,157	0,145	0,140	0,136	0,134	0,132	0,131	0,130	0,129	0,128
	k'_B	0,10	0,066	0,072	0,079	0,085	0,090	0,093	0,096	0,099	0,101	0,102	0,104
		0,20	0,066	0,072	0,079	0,083	0,087	0,090	0,094	0,097	0,099	0,102	0,104
		0,30	0,061	0,071	0,079	0,083	0,087	0,090	0,094	0,097	0,099	0,102	0,104
		0,40	0,048	0,066	0,077	0,083	0,087	0,090	0,094	0,097	0,099	0,102	0,104
		0,50	0,034	0,056	0,072	0,080	0,086	0,090	0,094	0,097	0,099	0,102	0,104
0,90H	k_B	0,10	0,002	0,003	0,004	0,005	0,006	0,006	0,007	0,008	0,008	0,009	0,009
		0,20	0,002	0,003	0,004	0,005	0,006	0,006	0,007	0,008	0,008	0,009	0,009
		0,30	0,002	0,003	0,004	0,005	0,006	0,006	0,007	0,008	0,008	0,009	0,009
		0,40	0,002	0,003	0,005	0,005	0,006	0,006	0,007	0,008	0,008	0,009	0,009
		0,50	0,002	0,003	0,005	0,006	0,006	0,007	0,007	0,008	0,008	0,009	0,009
	k_A	0,10	0,085	0,084	0,083	0,083	0,083	0,082	0,082	0,082	0,081	0,081	0,081
		0,20	0,085	0,084	0,083	0,083	0,083	0,082	0,082	0,082	0,081	0,081	0,081
		0,30	0,087	0,085	0,084	0,083	0,083	0,082	0,082	0,082	0,081	0,081	0,081
		0,40	0,090	0,086	0,084	0,083	0,083	0,082	0,082	0,082	0,081	0,081	0,081
		0,50	0,093	0,089	0,086	0,084	0,083	0,083	0,082	0,082	0,082	0,081	0,081
	k'_B	0,10	0,017	0,019	0,021	0,023	0,024	0,025	0,026	0,027	0,027	0,028	0,028
		0,20	0,017	0,019	0,021	0,022	0,023	0,024	0,025	0,026	0,027	0,027	0,028
		0,30	0,016	0,019	0,021	0,022	0,023	0,024	0,025	0,026	0,027	0,027	0,028
		0,40	0,013	0,017	0,020	0,022	0,023	0,024	0,025	0,026	0,027	0,027	0,028
		0,50	0,009	0,015	0,019	0,021	0,023	0,024	0,025	0,026	0,027	0,027	0,028

Таблица 3.102

Коэффициенты k для определения усилий в стойках от действия сосредоточенного момента M



$$n = \frac{J_в}{J_н};\quad \lambda = \frac{H_в}{H};$$

$$M_B = k_B M;$$

$$M_A = k_A M;$$

$$R_B = k'_B \frac{M}{H};$$

$$R_A = -R_B.$$

v	Коэффициент	λ	n = 0,04	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
0,10H	k_B	0,10	0,000	0,096	0,221	0,316	0,390	0,449	0,498	0,539	0,574	0,604	0,630
		0,20	0,355	0,399	0,443	0,478	0,507	0,533	0,557	0,578	0,597	0,614	0,630
		0,30	0,419	0,483	0,521	0,543	0,560	0,574	0,587	0,599	0,610	0,620	0,630
		0,40	0,420	0,500	0,546	0,568	0,582	0,593	0,602	0,610	0,617	0,624	0,630
		0,50	0,426	0,500	0,550	0,574	0,589	0,600	0,608	0,615	0,621	0,626	0,630
	k_A	0,10	0,450	0,412	0,357	0,314	0,280	0,253	0,230	0,212	0,196	0,182	0,170
		0,20	0,638	0,403	0,310	0,270	0,245	0,226	0,211	0,199	0,188	0,178	0,170
		0,30	0,883	0,492	0,335	0,276	0,244	0,223	0,207	0,195	0,186	0,177	0,170
		0,40	0,936	0,566	0,375	0,299	0,259	0,230	0,212	0,197	0,186	0,178	0,170
		0,50	0,832	0,576	0,400	0,318	0,271	0,240	0,218	0,202	0,189	0,178	0,170
	k'_B	0,10	1,449	1,316	1,136	0,998	0,890	0,804	0,732	0,672	0,622	0,578	0,540
		0,20	1,283	1,004	0,866	0,792	0,738	0,693	0,655	0,621	0,591	0,564	0,540
		0,30	1,462	1,008	0,814	0,733	0,684	0,649	0,620	0,596	0,576	0,557	0,540
		0,40	1,516	1,067	0,829	0,731	0,675	0,637	0,609	0,587	0,569	0,554	0,540
		0,50	1,406	1,076	0,850	0,744	0,682	0,640	0,610	0,587	0,568	0,553	0,540

Продолжение табл. 3.102

ν	Коэффициент	λ	n: 0,04	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
0,20H	k_B	0,10	—0,031	0,022	0,092	0,144	0,186	0,219	0,246	0,269	0,289	0,306	0,320
		0,20	—0,112	—0,075	—0,011	0,046	0,098	0,145	0,188	0,225	0,259	0,291	0,320
		0,30	0,028	0,093	0,139	0,171	0,198	0,222	0,244	0,265	0,284	0,303	0,320
		0,40	0,028	0,131	0,191	0,221	0,242	0,259	0,273	0,286	0,298	0,309	0,320
		0,50	0,029	0,130	0,200	0,235	0,257	0,273	0,285	0,296	0,305	0,313	0,320
	k_A	0,10	0,428	0,414	0,384	0,360	0,341	0,326	0,314	0,303	0,294	0,287	0,280
		0,20	0,370	0,411	0,403	0,385	0,367	0,349	0,333	0,318	0,304	0,292	0,280
		0,30	0,934	0,592	0,453	0,398	0,366	0,344	0,326	0,312	0,300	0,290	0,280
		0,40	1,218	0,769	0,537	0,443	0,391	0,358	0,334	0,316	0,302	0,290	0,280
		0,50	1,199	0,843	0,600	0,487	0,421	0,378	0,348	0,325	0,307	0,292	0,280
	k'_B	0,10	1,465	1,392	1,292	1,216	1,156	1,107	1,067	1,034	1,006	0,981	0,960
		0,20	1,482	1,487	1,415	1,339	1,269	1,205	1,146	1,094	1,045	1,001	0,960
		0,30	1,905	1,499	1,314	1,227	1,168	1,122	1,082	1,047	1,016	0,987	0,960
		0,40	2,190	1,638	1,346	1,222	1,149	1,099	1,061	1,030	1,004	0,981	0,960
		0,50	2,170	1,713	1,400	1,252	1,165	1,106	1,062	1,029	1,002	0,979	0,960
0,30H	k_B	0,10	—0,052	—0,037	—0,012	0,007	0,022	0,034	0,044	0,052	0,059	0,065	0,070
		0,20	—0,124	—0,110	—0,082	—0,056	—0,032	—0,011	0,009	0,026	0,042	0,057	0,070
		0,30	—0,165	—0,171	—0,145	—0,115	—0,085	—0,056	—0,029	—0,002	0,023	0,047	0,070
		0,40	—0,166	—0,107	—0,066	—0,041	—0,021	—0,003	0,013	0,029	0,043	0,057	0,070
		0,50	—0,195	—0,110	—0,050	—0,019	0,002	0,018	0,031	0,042	0,052	0,062	0,070
	k_A	0,10	0,376	0,376	0,366	0,358	0,352	0,346	0,342	0,338	0,335	0,332	0,330
		0,20	0,325	0,373	0,379	0,374	0,367	0,360	0,353	0,347	0,341	0,335	0,330
		0,30	0,144	0,300	0,354	0,366	0,366	0,363	0,357	0,351	0,344	0,337	0,330
		0,40	0,834	0,607	0,484	0,433	0,404	0,383	0,368	0,356	0,344	0,338	0,330
		0,50	1,105	0,802	0,600	0,506	0,451	0,415	0,389	0,369	0,353	0,341	0,330
	k'_B	0,10	1,450	1,412	1,378	1,351	1,330	1,312	1,298	1,286	1,276	1,268	1,260
		0,20	1,454	1,483	1,461	1,429	1,399	1,371	1,344	1,321	1,299	1,279	1,260
		0,30	1,315	1,471	1,500	1,481	1,452	1,419	1,386	1,353	1,321	1,290	1,260
		0,40	2,000	1,713	1,550	1,474	1,424	1,386	1,355	1,328	1,303	1,281	1,260
		0,50	2,300	1,912	1,650	1,524	1,449	1,396	1,357	1,326	1,301	1,279	1,260

0,40H	k_B	0,10	−0,071	−0,079	−0,089	−0,096	−0,102	−0,106	−0,110	−0,113	−0,116	−0,118	−0,120
		0,20	−0,128	−0,132	−0,132	−0,130	−0,128	−0,127	−0,125	−0,124	−0,122	−0,121	−0,120
		0,30	−0,165	−0,184	−0,183	−0,176	−0,167	−0,159	−0,150	−0,142	−0,135	−0,127	−0,120
		0,40	−0,164	−0,213	−0,224	−0,218	−0,206	−0,192	−0,178	−0,163	−0,149	−0,134	−0,120
		0,50	−0,244	−0,222	−0,200	−0,186	−0,174	−0,164	−0,154	−0,145	−0,136	−0,128	−0,120
	k_A	0,10	0,291	0,298	0,304	0,308	0,311	0,313	0,315	0,312	0,318	0,319	0,320
		0,20	0,247	0,295	0,311	0,316	0,318	0,319	0,320	0,320	0,320	0,320	0,320
		0,30	0,076	0,232	0,291	0,310	0,317	0,321	0,322	0,323	0,322	0,321	0,320
		0,40	−0,200	0,080	0,218	0,269	0,293	0,306	0,314	0,318	0,320	0,320	0,320
		0,50	0,526	0,451	0,400	0,375	0,360	0,349	0,341	0,334	0,329	0,324	0,320
	k'_B	0,10	1,365	1,377	1,393	1,404	1,413	1,420	1,425	1,430	1,434	1,437	1,440
		0,20	1,375	1,427	1,443	1,446	1,446	1,446	1,445	1,444	1,442	1,441	1,440
		0,30	1,245	1,416	1,474	1,485	1,485	1,480	1,473	1,465	1,457	1,448	1,440
		0,40	0,965	1,293	1,442	1,486	1,499	1,499	1,492	1,481	1,469	1,455	1,440
		0,50	1,770	1,673	1,600	1,561	1,534	1,513	1,495	1,480	1,465	1,452	1,440
0,50H	k_B	0,10	−0,080	−0,106	−0,140	−0,165	−0,185	−0,201	−0,215	−0,226	−0,235	−0,243	−0,250
		0,20	−0,125	−0,142	−0,161	−0,177	−0,191	−0,203	−0,215	−0,225	−0,234	−0,242	−0,250
		0,30	−0,158	−0,185	−0,201	−0,210	−0,218	−0,224	−0,230	−0,236	−0,241	−0,246	−0,250
		0,40	−0,156	−0,210	−0,236	−0,245	−0,249	−0,251	−0,252	−0,252	−0,251	−0,251	−0,250
		0,50	−0,128	−0,203	−0,250	−0,267	−0,272	−0,273	−0,271	−0,267	−0,262	−0,256	−0,250
	k_A	0,10	0,163	0,181	0,198	0,210	0,220	0,227	0,233	0,239	0,243	0,247	0,250
		0,20	0,127	0,178	0,201	0,212	0,221	0,227	0,233	0,238	0,243	0,246	0,250
		0,30	−0,022	0,124	0,184	0,207	0,220	0,228	0,235	0,239	0,244	0,247	0,250
		0,40	−0,267	−0,009	0,122	0,173	0,200	0,217	0,228	0,236	0,242	0,246	0,250
		0,50	−0,512	−0,208	0,000	0,095	0,148	0,182	0,205	0,221	0,234	0,243	0,250
	k'_B	0,10	1,243	1,287	1,338	1,375	1,405	1,429	1,448	1,464	1,478	1,490	1,500
		0,20	1,252	1,319	1,361	1,389	1,412	1,431	1,448	1,463	1,476	1,489	1,500
		0,30	1,140	1,310	1,385	1,417	1,438	1,453	1,465	1,475	1,484	1,493	1,500
		0,40	0,880	1,201	1,358	1,418	1,449	1,468	1,479	1,488	1,493	1,497	1,500
		0,50	0,617	0,996	1,250	1,361	1,420	1,455	1,475	1,488	1,495	1,499	1,500

Продолжение табл. 3.102

y	Коэффициент	λ	n: 0,04	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
0,60H	k_B	0,10	—0,080	—0,117	—0,164	—0,200	—0,229	—0,251	—0,270	—0,285	—0,299	—0,310	—0,320
		0,20	—0,114	—0,139	—0,170	—0,196	—0,220	—0,241	—0,260	—0,277	—0,293	—0,307	—0,320
		0,30	—0,142	—0,174	—0,200	—0,220	—0,237	—0,253	—0,268	—0,282	—0,296	—0,308	—0,320
		0,40	—0,140	—0,194	—0,228	—0,247	—0,261	—0,273	—0,284	—0,294	—0,303	—0,312	—0,320
		0,50	—0,116	—0,189	—0,240	—0,265	—0,280	—0,291	—0,299	—0,399	—0,311	—0,316	—0,320
	k_A	0,10	—0,002	0,024	0,047	0,064	0,077	0,088	0,097	0,104	0,110	0,115	0,120
		0,20	—0,027	0,021	0,047	0,062	0,074	0,084	0,093	0,101	0,108	0,114	0,120
		0,30	—0,150	—0,022	0,034	0,058	0,073	0,085	0,094	0,101	0,108	0,114	0,120
		0,40	—0,361	—0,134	—0,017	0,031	0,058	0,076	0,089	0,099	0,107	0,114	0,120
		0,50	—0,571	—0,304	—0,120	—0,035	0,015	0,047	0,070	0,087	0,101	0,111	0,120
	k'_B	0,10	1,082	1,140	1,211	1,264	1,306	1,339	1,367	1,389	1,409	1,426	1,440
		0,20	1,088	1,160	1,216	1,259	1,294	1,325	1,353	1,378	1,401	1,421	1,440
		0,30	0,992	1,151	1,234	1,278	1,310	1,338	1,362	1,384	1,404	1,423	1,440
		0,40	0,779	1,060	1,211	1,278	1,319	1,349	1,373	1,392	1,410	1,426	1,440
		0,50	0,544	0,884	1,120	1,230	1,295	1,338	1,369	1,393	1,412	1,427	1,440
0,70H	k_B	0,10	—0,072	—0,111	—0,163	—0,201	—0,232	—0,256	—0,276	—0,293	—0,307	—0,319	—0,330
		0,20	—0,097	—0,123	—0,158	—0,188	—0,215	—0,240	—0,261	—0,281	—0,299	—0,315	—0,330
		0,30	—0,118	—0,149	—0,179	—0,203	—0,225	—0,245	—0,264	—0,282	—0,299	—0,315	—0,330
		0,40	—0,117	—0,165	—0,201	—0,224	—0,242	—0,259	—0,275	—0,290	—0,304	—0,317	—0,330
		0,50	—0,097	—0,161	—0,210	—0,238	—0,257	—0,273	—0,286	—0,298	—0,310	—0,320	—0,330
	k_A	0,10	—0,195	—0,173	—0,148	—0,130	—0,116	—0,104	—0,095	—0,087	—0,081	—0,075	—0,070
		0,20	—0,216	—0,175	—0,150	—0,134	—0,121	—0,110	—0,100	—0,092	—0,084	—0,077	—0,070
		0,30	—0,313	—0,208	—0,159	—0,137	—0,122	—0,110	—0,100	—0,092	—0,084	—0,077	—0,070
		0,40	—0,481	—0,296	—0,199	—0,157	—0,133	—0,116	—0,104	—0,093	—0,085	—0,077	—0,070
		0,50	—0,651	—0,432	—0,280	—0,209	—0,166	—0,138	—0,118	—0,102	—0,089	—0,079	—0,070
	k'_B	0,10	0,877	0,939	1,015	1,071	1,116	1,152	1,181	1,206	1,227	1,244	1,260
		0,20	0,880	0,948	1,008	1,054	1,094	1,130	1,161	1,189	1,215	1,239	1,260
		0,30	0,806	0,941	1,020	1,066	1,103	1,135	1,164	1,190	1,215	1,238	1,260
		0,40	0,637	0,870	1,002	1,066	1,109	1,143	1,171	1,196	1,219	1,240	1,260
		0,50	0,446	0,729	0,930	1,029	1,091	1,135	1,169	1,196	1,220	1,241	1,260

0,80H	k_B	0,10	—0,056	—0,090	—0,135	—0,168	—0,195	—0,216	—0,233	—0,248	—0,260	—0,271	—0,280
		0,20	—0,072	—0,095	—0,126	—0,153	—0,177	—0,199	—0,218	—0,236	—0,252	—0,267	—0,280
		0,30	—0,087	—0,112	—0,139	—0,161	—0,181	—0,200	—0,218	—0,235	—0,251	—0,266	—0,280
		0,40	—0,086	—0,123	—0,154	—0,175	—0,193	—0,209	—0,224	—0,239	—0,253	—0,267	—0,280
		0,50	—0,072	—0,120	—0,160	—0,184	—0,203	—0,218	—0,232	—0,245	—0,257	—0,269	—0,280
	k_A	0,10	—0,427	—0,409	—0,388	—0,372	—0,360	—0,350	—0,342	—0,335	—0,329	—0,324	—0,320
		0,20	—0,442	—0,411	—0,390	—0,377	—0,365	—0,355	—0,347	—0,339	—0,332	—0,326	—0,320
		0,30	—0,510	—0,433	—0,396	—0,378	—0,366	—0,356	—0,347	—0,339	—0,332	—0,326	—0,320
		0,40	—0,628	—0,494	—0,423	—0,392	—0,373	—0,360	—0,349	—0,341	—0,333	—0,326	—0,320
		0,50	—0,747	—0,590	—0,480	—0,427	—0,396	—0,375	—0,359	—0,346	—0,336	—0,328	—0,320
	k'_B	0,10	0,628	0,681	0,747	0,796	0,835	0,866	0,892	0,913	0,931	0,947	0,960
		0,20	0,630	0,684	0,736	0,777	0,812	0,843	0,871	0,897	0,920	0,941	0,960
		0,30	0,577	0,679	0,743	0,783	0,816	0,845	0,871	0,895	0,918	0,940	0,960
		0,40	0,458	0,629	0,731	0,783	0,820	0,849	0,875	0,899	0,920	0,941	0,960
		0,50	0,326	0,530	0,680	0,757	0,807	0,844	0,873	0,899	0,921	0,941	0,960
0,90H	k_B	0,10	—0,032	—0,053	—0,080	—0,101	—0,117	—0,130	—0,141	—0,150	—0,158	—0,164	—0,170
		0,20	—0,040	—0,054	—0,073	—0,090	—0,105	—0,119	—0,131	—0,142	—0,152	—0,162	—0,170
		0,30	—0,047	—0,062	—0,079	—0,093	—0,106	—0,119	—0,130	—0,141	—0,151	—0,161	—0,170
		0,40	—0,047	—0,068	—0,087	—0,100	—0,112	—0,123	—0,133	—0,143	—0,152	—0,161	—0,170
		0,50	—0,039	—0,067	—0,090	—0,105	—0,117	—0,127	—0,137	—0,146	—0,154	—0,162	—0,170
	k_A	0,10	—0,695	—0,685	—0,672	—0,662	—0,654	—0,648	—0,643	—0,639	—0,636	—0,633	—0,630
		0,20	—0,703	—0,686	—0,674	—0,665	—0,658	—0,652	—0,647	—0,642	—0,638	—0,634	—0,630
		0,30	—0,738	—0,697	—0,676	—0,666	—0,658	—0,652	—0,647	—0,642	—0,638	—0,634	—0,630
		0,40	—0,801	—0,729	—0,690	—0,673	—0,662	—0,654	—0,648	—0,643	—0,638	—0,634	—0,630
		0,50	—0,864	—0,780	—0,720	—0,691	—0,674	—0,662	—0,653	—0,646	—0,640	—0,635	—0,630
	k'_B	0,10	0,337	0,368	0,409	0,439	0,463	0,482	0,498	0,511	0,522	0,532	0,540
		0,20	0,336	0,368	0,400	0,425	0,447	0,467	0,485	0,500	0,515	0,528	0,540
		0,30	0,310	0,366	0,403	0,427	0,448	0,466	0,486	0,499	0,513	0,527	0,540
		0,40	0,247	0,339	0,397	0,427	0,450	0,468	0,485	0,500	0,514	0,527	0,540
		0,50	0,175	0,287	0,370	0,414	0,443	0,466	0,484	0,500	0,514	0,528	0,540

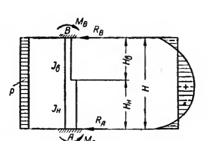


Таблица 3.103

Коэффициенты k для определения усилий в стойках от действия горизонтальной равномерно распределенной нагрузки p

$$n = \frac{J_в}{J_н}; \quad \lambda = \frac{H_в}{H};$$

$$M_B = -k_B pH^2; \qquad M_A = -k_A pH^2;$$

$$R_B = k'_B pH; \qquad R_A = (1 - k'_B)\, pH.$$

Коэффициент	λ	n										
		0,04	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
k_B	0,10	0,025	0,034	0,046	0,054	0,061	0,067	0,071	0,075	0,078	0,081	0,083
	0,20	0,036	0,042	0,049	0,055	0,060	0,065	0,070	0,074	0,077	0,080	0,083
	0,30	0,042	0,050	0,056	0,060	0,064	0,068	0,072	0,075	0,078	0,081	0,083
	0,40	0,042	0,054	0,061	0,065	0,069	0,072	0,074	0,077	0,079	0,081	0,083
	0,50	0,040	0,053	0,063	0,068	0,071	0,074	0,076	0,078	0,080	0,082	0,083
k_A	0,10	0,112	0,107	0,101	0,097	0,094	0,091	0,089	0,087	0,086	0,084	0,083
	0,20	0,122	0,108	0,101	0,097	0,094	0,092	0,090	0,088	0,086	0,085	0,083
	0,30	0,149	0,117	0,104	0,098	0,094	0,092	0,090	0,088	0,086	0,085	0,083
	0,40	0,182	0,137	0,113	0,103	0,097	0,093	0,090	0,088	0,086	0,085	0,083
	0,50	0,201	0,156	0,125	0,111	0,102	0,097	0,093	0,090	0,087	0,085	0,083
k'_B	0,10	0,412	0,427	0,444	0,457	0,467	0,476	0,482	0,488	0,492	0,497	0,500
	0,20	0,413	0,434	0,448	0,458	0,466	0,474	0,480	0,486	0,491	0,496	0,500
	0,30	0,393	0,432	0,452	0,462	0,470	0,477	0,482	0,487	0,492	0,496	0,500
	0,40	0,362	0,417	0,449	0,463	0,472	0,479	0,484	0,489	0,493	0,497	0,500
	0,50	0,340	0,397	0,438	0,457	0,469	0,477	0,484	0,489	0,493	0,497	0,500

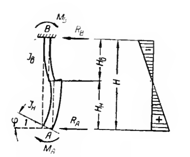


Таблица 3.104

Коэффициенты k для определения усилий в стойках от поворота нижнего опорного сечения на угол $\varphi = 1$

$$n = \frac{J_в}{J_н}; \quad \lambda = \frac{H_в}{H};$$

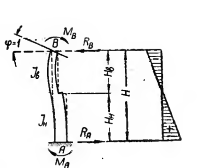
$$M_B = -k_B \frac{EJ_н}{H}; \quad M_A = k_A \frac{EJ_н}{H};$$

$$R_B = k'_B \frac{EJ_н}{H^2}; \quad R_A = -R_B.$$

Коэффициент	λ	n = 0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
k_B	0,1	0,608	0,940	1,184	1,380	1,536	1,660	1,768	1,856	1,936	2,000
	0,2	0,648	0,836	1,040	1,224	1,388	1,532	1,668	1,788	1,900	2,000
	0,3	0,700	0,896	1,072	1,236	1,388	1,528	1,668	1,788	1,908	2,000
	0,4	0,752	0,964	1,068	1,272	1,408	1,536	1,656	1,776	1,888	2,000
	0,5	0,792	1,000	1,180	1,312	1,456	1,572	1,668	1,792	1,900	2,000
k_A	0,1	3,352	3,512	3,624	3,716	3,788	3,844	3,892	3,936	3,972	4,000
	0,2	3,380	3,480	3,580	3,664	3,736	3,800	3,856	3,912	3,960	4,000
	0,3	3,276	3,492	3,612	3,700	3,780	3,836	3,912	3,948	3,996	4,000
	0,4	2,892	3,312	3,440	3,624	3,716	3,788	3,848	3,304	3,956	4,000
	0,5	2,352	3,000	3,312	3,464	3,640	3,744	3,812	3,892	3,948	4,000
k'_B	0,1	3,960	4,452	4,808	5,096	5,324	5,504	5,660	5,792	5,908	6,000
	0,2	4,028	4,316	4,620	4,888	5,120	5,332	5,524	5,700	5,860	6,000
	0,3	3,976	4,388	4,684	4,936	5,168	5,364	5,580	5,736	5,904	6,000
	0,4	3,644	4,276	4,508	4,896	5,124	5,324	5,504	5,080	5,844	6,000
	0,5	3,144	4,000	4,492	4,776	5,096	5,316	5,480	5,684	5,848	6,000

Таблица 3.105

Коэффициенты k для определения усилий в стойках от поворота верхнего опорного сечения на угол φ = 1



$$n = \frac{J_в}{J_н}; \quad \lambda = \frac{H_в}{H};$$

$$M_B = -k_B \frac{EJ_н}{H}; \quad M_A = k_A \frac{EJ_н}{H};$$

$$R_B = k'_B \frac{EJ_н}{H^2}; \quad R_A = -R_B.$$

Коэффициент	λ	n: 0,04	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
k_B	0,10	0,440	0,983	1,689	2,224	2,642	2,979	3,256	3,488	3,684	3,853	4,000
	0,20	0,296	0,664	1,216	1,705	2,140	2,530	2,882	3,201	3,491	3,756	4,000
	0,30	0,274	0,580	1,055	1,499	1,918	2,313	2,687	3,041	3,377	3,696	4,000
	0,40	0,272	0,566	1,006	1,423	1,825	2,215	2,593	2,959	3,316	3,663	4,000
	0,50	0,262	0,564	1,000	1,406	1,799	2,182	2,557	2,927	3,290	3,648	4,000
k_A	0,10	0,359	0,610	0,935	1,182	1,375	1,530	1,657	1,764	1,855	1,932	2,000
	0,20	0,431	0,600	0,835	1,040	1,222	1,386	1,533	1,666	1,787	1,898	2,000
	0,30	0,511	0,687	0,887	1,061	1,220	1,369	1,510	1,652	1,768	1,887	2,000
	0,40	0,507	0,749	0,965	1,128	1,273	1,407	1,535	1,658	1,776	1,890	2,000
	0,50	0,427	0,730	1,000	1,180	1,325	1,455	1,574	1,686	1,794	1,899	2,000
k'_B	0,10	0,799	1,594	2,625	3,405	4,017	4,509	4,913	5,251	5,539	5,786	6,000
	0,20	0,727	1,264	2,051	2,745	3,362	3,916	4,415	4,867	5,278	5,655	6,000
	0,30	0,785	1,268	1,942	2,560	3,138	3,682	4,196	4,683	5,145	5,583	6,000
	0,40	0,779	1,315	1,971	2,551	3,098	3,622	4,128	4,617	5,091	5,552	6,000
	0,50	0,689	1,295	2,000	2,586	3,124	3,636	4,131	4,613	5,084	5,546	6,000

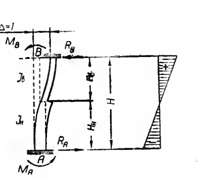


Таблица 3.106

Коэффициенты k для определения усилий в стойках от взаимного горизонтального смещения опорных сечений $\Delta = 1$

$$n = \frac{J_в}{J_н}; \quad \lambda = \frac{H_в}{H};$$

$$M_B = k_B \frac{EJ_н}{H^2}; \quad M_A = -k_A \frac{EJ_н}{H^2};$$

$$R_B = -k'_B \frac{EJ_н}{H^3}; \quad R_A = -R_B.$$

Коэффициент	λ	n = 0,04	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
k_B	0,10	0,799	1,594	2,624	3,405	4,017	4,509	4,913	5,251	5,539	5,786	6,000
	0,20	0,728	1,264	2,051	2,745	3,362	3,916	4,415	4,867	5,278	5,655	6,000
	0,30	0,785	1,268	1,942	2,560	3,138	3,682	4,196	4,683	5,145	5,583	6,000
	0,40	0,779	1,315	1,971	2,551	3,098	3,622	4,128	4,617	5,091	5,552	6,000
	0,50	0,689	1,295	2,000	2,586	3,124	3,636	4,131	4,613	5,084	5,546	6,000
k_A	0,10	3,580	3,962	4,442	4,803	5,085	5,312	5,498	5,655	5,787	5,901	6,000
	0,20	3,580	3,940	4,314	4,619	4,885	5,121	5,332	5,523	5,696	5,855	6,000
	0,30	3,290	3,915	4,341	4,633	4,880	5,101	5,305	5,495	5,673	5,841	6,000
	0,40	2,630	3,642	4,277	4,632	4,897	5,121	5,321	5,506	5,679	5,843	6,000
	0,50	1,870	3,087	4,000	4,492	4,828	5,091	5,311	5,506	5,682	5,846	6,000
k'_B	0,10	4,380	5,555	7,066	8,208	9,102	9,821	10,412	10,906	11,326	11,687	12,000
	0,20	4,310	5,203	6,365	7,364	8,247	9,036	9,747	10,390	10,975	11,509	12,000
	0,30	4,080	5,182	6,283	7,193	8,018	8,783	9,501	10,178	10,818	11,424	12,000
	0,40	3,410	4,956	6,248	7,183	7,995	8,743	9,449	10,123	10,770	11,395	12,000
	0,50	2,560	4,382	6,000	7,078	7,953	8,727	9,443	10,119	10,766	11,392	12,000

РАМЫ *

С помощью приводимых формул и таблиц можно рассчитывать рамы на все практически встречающиеся виды нагрузок, температурные воздействия и перемещения опор.

Для одноэтажных одно- и многопролетных рам со стойками постоянного сечения и со ступенчатыми стойками формулы и таблицы дают точные решения.

Для многоэтажных одно- и многопролетных рам таблицы позволяют получить приближенные решения с достаточной в обычных случаях точностью для практических расчетов.

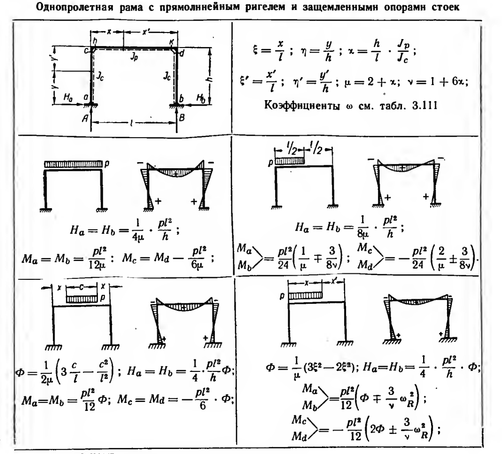
Формулы и таблицы могут быть также использованы для упрощения решений сложных рам при расчете их методами сил, или деформаций. Основные системы в этих случаях рекомендуется выбирать путем расчленения заданной сложной рамы на ряд более простых, для расчета которых имеются готовые формулы и таблицы.

Приводятся также формулы для определения перемещений упругих систем перемножением эпюр моментов.

ОДНО- И ДВУХПРОЛЕТНЫЕ РАМЫ

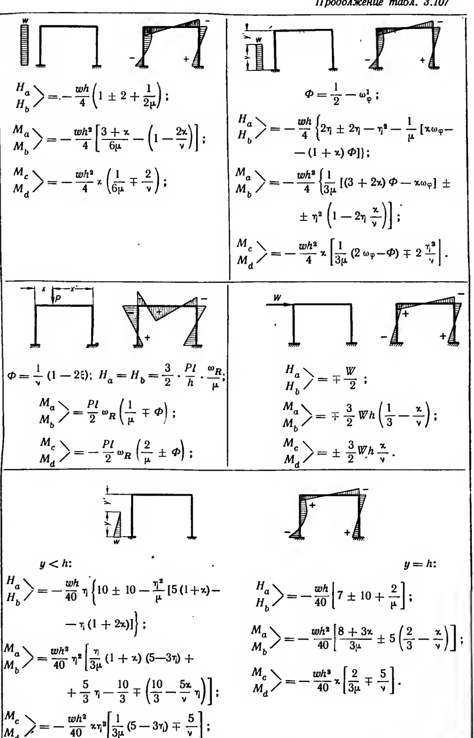
Таблица 3.107

Однопролетная рама с прямолинейным ригелем и защемленными опорами стоек



* Литература к расчету рам указана в разд. I.

Продолжение табл. 3.107



$$\left.\begin{matrix}H_a\\H_b\end{matrix}\right\rangle = -\frac{wh}{4}\left(1 \pm 2 + \frac{1}{2\mu}\right);$$

$$\left.\begin{matrix}M_a\\M_b\end{matrix}\right\rangle = -\frac{wh^2}{4}\left[\frac{3+\varkappa}{6\mu} - \left(1 - \frac{2\varkappa}{\nu}\right)\right];$$

$$\left.\begin{matrix}M_c\\M_d\end{matrix}\right\rangle = -\frac{wh^2}{4}\varkappa\left(\frac{1}{6\mu} \mp \frac{2}{\nu}\right);$$

$$\Phi = \frac{1}{2} - \omega_\varphi^1;$$

$$\left.\begin{matrix}H_a\\H_b\end{matrix}\right\rangle = -\frac{wh}{4}\left\{2\eta \pm 2\eta - \eta^2 - \frac{1}{\mu}\left[\varkappa\omega_\varphi - (1+\varkappa)\Phi\right]\right\};$$

$$\left.\begin{matrix}M_a\\M_b\end{matrix}\right\rangle = -\frac{wh^2}{4}\left\{\frac{1}{3\mu}\left[(3+2\varkappa)\Phi - \varkappa\omega_\varphi\right] \pm \eta^2\left(1 - 2\eta\frac{\varkappa}{\nu}\right)\right\};$$

$$\left.\begin{matrix}M_c\\M_d\end{matrix}\right\rangle = -\frac{wh^2}{4}\varkappa\left[\frac{1}{3\mu}(2\omega_\varphi - \Phi) \mp 2\frac{\eta^3}{\nu}\right].$$

$$\Phi = \frac{1}{\nu}(1-2\xi);\quad H_a = H_b = \frac{3}{2}\cdot\frac{Pl}{h}\cdot\frac{\omega_R}{\mu};$$

$$\left.\begin{matrix}M_a\\M_b\end{matrix}\right\rangle = \frac{Pl}{2}\omega_R\left(\frac{1}{\mu} \mp \Phi\right);$$

$$\left.\begin{matrix}M_c\\M_d\end{matrix}\right\rangle = -\frac{Pl}{2}\omega_R\left(\frac{2}{\mu} \pm \Phi\right);$$

$$\left.\begin{matrix}H_a\\H_b\end{matrix}\right\rangle = \mp\frac{W}{2};$$

$$\left.\begin{matrix}M_a\\M_b\end{matrix}\right\rangle = \mp\frac{3}{2}Wh\left(\frac{1}{3} - \frac{\varkappa}{\nu}\right);$$

$$\left.\begin{matrix}M_c\\M_d\end{matrix}\right\rangle = \pm\frac{3}{2}Wh\frac{\varkappa}{\nu}.$$

$y < h$:

$$\left.\begin{matrix}H_a\\H_b\end{matrix}\right\rangle = -\frac{wh}{40}\eta\left\{10 \pm 10 - \frac{\eta^2}{\mu}\left[5(1+\varkappa) - \eta(1+2\varkappa)\right]\right\};$$

$$\left.\begin{matrix}M_a\\M_b\end{matrix}\right\rangle = \frac{wh^2}{40}\eta^2\left[\frac{\eta}{3\mu}(1+\varkappa)(5-3\eta) + \frac{5}{3}\eta - \frac{10}{3} \mp \left(\frac{10}{3} - \frac{5\varkappa}{\nu}\eta\right)\right];$$

$$\left.\begin{matrix}M_c\\M_d\end{matrix}\right\rangle = -\frac{wh^2}{40}\varkappa\eta^3\left[\frac{1}{3\mu}(5-3\eta) \mp \frac{5}{\nu}\right];$$

$y = h$:

$$\left.\begin{matrix}H_a\\H_b\end{matrix}\right\rangle = -\frac{wh}{40}\left[7 \pm 10 + \frac{2}{\mu}\right];$$

$$\left.\begin{matrix}M_a\\M_b\end{matrix}\right\rangle = -\frac{wh^2}{40}\left[\frac{8+3\varkappa}{3\mu} \pm 5\left(\frac{2}{3} - \frac{\varkappa}{\nu}\right)\right];$$

$$\left.\begin{matrix}M_c\\M_d\end{matrix}\right\rangle = -\frac{wh^2}{40}\varkappa\left[\frac{2}{3\mu} \mp \frac{5}{\nu}\right].$$



Продолжение табл. 3.107

$$\left.\begin{matrix}H_a\\H_b\end{matrix}\right\rangle = -\frac{W}{2}\left\{1 \pm 1 - \eta - \frac{1}{\mu}\left[\varkappa\omega_D - (1+\varkappa)\,\omega'_D\right]\right\};$$

$$\left.\begin{matrix}M_a\\M_b\end{matrix}\right\rangle = -\frac{Wh}{2}\left\{\frac{1}{\mu}\left[(1+\varkappa)\,\omega'_D - \varkappa\omega_R\right] \pm \eta\left(1 - 3\eta\frac{\varkappa}{\nu}\right)\right\};$$

$$\left.\begin{matrix}M_c\\M_d\end{matrix}\right\rangle = -\frac{Wh}{2}\varkappa\eta^2\left[\frac{1}{\mu}(1-\eta) \mp \frac{3}{\nu}\right];$$

$$H_a = H_b = \frac{M}{2h}\left\{1 - \frac{1}{\mu}\left[\varkappa\omega_M + (1+\varkappa)\,\omega'_M\right]\right\};$$

$$\left.\begin{matrix}M_a\\M_b\end{matrix}\right\rangle = -\frac{M}{2}\left\{\frac{1}{3\mu}\left[(3+2\varkappa)\,\omega'_M + \varkappa\omega_M\right] \pm \left(1 - 6\eta\frac{\varkappa}{\nu}\right)\right\};$$

$$\left.\begin{matrix}M_c\\M_d\end{matrix}\right\rangle = \frac{M}{2}\varkappa\left\{\frac{1}{3\mu}\left[2\omega_M + \omega'_M\right] \pm \frac{6}{\nu}\eta\right\};$$

$$H_a = H_b = \frac{3}{2\mu}\cdot\frac{M}{h};$$

$$\left.\begin{matrix}M_a\\M_b\end{matrix}\right\rangle = \frac{M}{2}\left[\frac{1}{\mu} \mp \frac{1}{\nu}\right];$$

$$\left.\begin{matrix}M_h\\M_k\end{matrix}\right\rangle = \frac{M}{2}\varkappa\left[\frac{1}{\mu} \pm \frac{6}{\nu}\right];$$

$$\Phi = \frac{3}{\mu}\cdot\frac{EJ_p}{h}\alpha_t t;$$

$$H_a = H_b = \frac{2\varkappa + 1}{\varkappa}\cdot\frac{\Phi}{h};$$

$$M_a = M_b = \frac{\varkappa + 1}{\varkappa}\cdot\Phi;$$

$$M_c = M_d = -\Phi.$$

$$A = -B\frac{EJ_c}{hl}\cdot\frac{6\varkappa}{\nu}\cdot\varphi;$$

$$H_a = H_b = 3\cdot\frac{EJ_c}{h^2}\cdot\frac{1+\varkappa}{\mu}\cdot\varphi;$$

$$M_a = \frac{EJ_c}{h}\cdot\frac{15\varkappa^2 + 26\varkappa + 3}{\mu\cdot\nu}\cdot\varphi;$$

$$M_b = \frac{EJ_c}{h}\cdot\frac{9\varkappa^2 + 14\varkappa + 3}{\mu\cdot\nu}\cdot\varphi.$$

$$A = B = 0;$$

$$H_a = H_b = -3\cdot\frac{EJ_c}{h^3}\cdot\frac{1+2\varkappa}{\mu}\cdot\Delta H;$$

$$M_a = M_b = -3\cdot\frac{EJ_c}{h^2}\cdot\frac{1+\varkappa}{\mu}\cdot\Delta H.$$

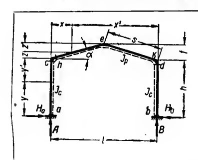
$$A = -B = -12\frac{EJ_c}{l^2h}\cdot\frac{\varkappa}{\nu}\Delta V;$$

$$H_a = H_b = 0;$$

$$\left.\begin{matrix}M_a\\M_b\end{matrix}\right\rangle = \pm 6\frac{EJ_c}{lh}\cdot\frac{\varkappa}{\nu}\Delta V.$$

Таблица 3.108

Однопролетная рама с ломаным ригелем и защемленными опорами стоек



$$\xi=\frac{x}{l};\quad \eta=\frac{y}{l};\quad \zeta=\frac{z}{f};\quad \lambda=\frac{l}{h};\quad \varphi=\frac{f}{h};$$

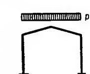
$$\xi'=\frac{x'}{l};\quad \eta'=\frac{y'}{l};\quad \zeta'=\frac{z'}{f};\quad \varkappa=\frac{J_p}{J_c}\cdot\frac{h}{s};$$

$$\rho=\frac{3}{2}\cdot\frac{\varkappa-\varphi}{\varkappa+\varphi^2};$$

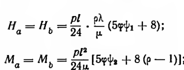
$$\mu=4(1+\varkappa)-2\rho(\varkappa-\varphi);\quad \psi_1=2\cdot\frac{1+\varkappa}{\varkappa-\varphi};$$

$$\nu=2+6\varkappa;\quad \psi_2=\frac{3}{2}\cdot\frac{2+\varkappa+\varphi}{\varkappa+\varphi^2}=\rho(\psi_1-1).$$

Коэффициенты ω см. табл. 3.111



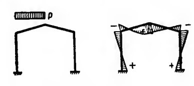




$$H_a=H_b=\frac{pl}{24}\cdot\frac{\rho\lambda}{\mu}(5\varphi\psi_1+8);$$

$$M_a=M_b=\frac{pl^2}{24\mu}[5\varphi\psi_2+8(\rho-1)];$$

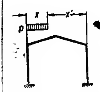
$$M_c=M_d=-\frac{pl^2}{24\mu}(5\varphi\rho+8);$$

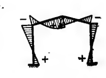


$$H_a=H_b=\frac{pl}{48}\cdot\frac{\rho\lambda}{\mu}(5\varphi\psi_1+8);$$

$$\left.\begin{matrix}M_a\\M_b\end{matrix}\right\rangle=\frac{pl^2}{96}\left\{\frac{2}{\mu}\left[5\varphi\psi_2+8(\rho-1)\right]\mp\frac{3}{\nu}\right\};$$

$$\left.\begin{matrix}M_c\\M_d\end{matrix}\right\rangle=-\frac{pl^2}{96}\left[\frac{2}{\mu}(5\varphi\rho+8)\pm\frac{3}{\nu}\right].$$

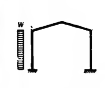




$$H_a=H_b=\frac{pl}{6}\cdot\frac{\rho\lambda}{\mu}\xi^2[(\varphi\psi_1(3-2\xi^2)+2(3-2\xi)];$$

$$\left.\begin{matrix}M_a\\M_b\end{matrix}\right\rangle=\frac{pl^2}{6}\cdot\xi^2\left\{\frac{1}{\mu}[\varphi\psi_2(3-2\xi^2)+2(3-2\xi)(\rho-1)]\mp\frac{3}{\nu}\xi'^2\right\};$$

$$\left.\begin{matrix}M_c\\M_d\end{matrix}\right\rangle=-\frac{pl^2}{6}\cdot\xi^2\left\{\frac{1}{\mu}[\mp\rho(3-2\xi^2)+2(3-2\xi)]\pm\frac{3}{\nu}\xi'^2\right\};$$



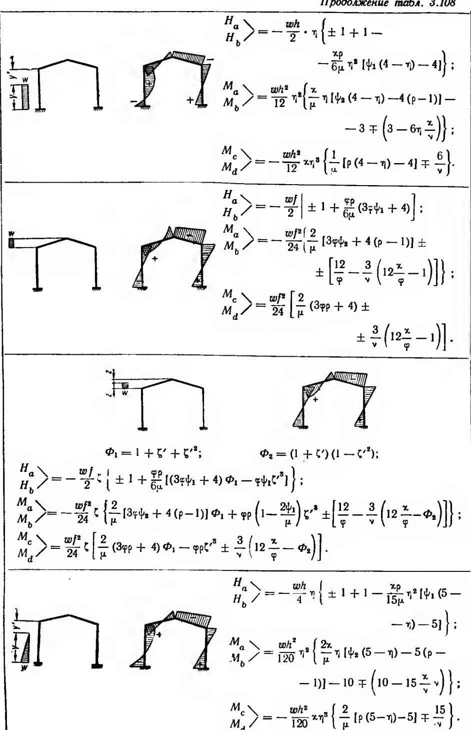


$$\left.\begin{matrix}H_a\\H_b\end{matrix}\right\rangle=-\frac{wh}{2}\left[\pm1+1-\frac{\varkappa\rho}{6\mu}(3\psi_1-4)\right];$$

$$\left.\begin{matrix}M_a\\M_b\end{matrix}\right\rangle=\frac{wh^2}{12}\left\{\frac{\varkappa}{\mu}[3\psi_2-4(\rho-1)]-3\mp\left(3-6\frac{\varkappa}{\nu}\right)\right\};$$

$$\left.\begin{matrix}M_c\\M_d\end{matrix}\right\rangle=-\frac{wh^2}{12}\varkappa\left[\frac{1}{\mu}(3\rho-4)\mp\frac{6}{\nu}\right].$$

Продолжение табл. 3.108



$$\left.\begin{matrix}H_a\\H_b\end{matrix}\right\rangle = -\frac{wh}{2}\cdot\eta\left\{\pm 1 + 1 - \frac{\varkappa\rho}{6\mu}\eta^2\left[\psi_1(4-\eta)-4\right]\right\};$$

$$\left.\begin{matrix}M_a\\M_b\end{matrix}\right\rangle = \frac{wh^2}{12}\eta^2\left\{\frac{\varkappa}{\mu}\eta\left[\psi_2(4-\eta)-4(\rho-1)\right] - 3 \mp \left(3 - 6\eta\frac{\varkappa}{\nu}\right)\right\};$$

$$\left.\begin{matrix}M_c\\M_d\end{matrix}\right\rangle = -\frac{wh^2}{12}\varkappa\eta^3\left\{\frac{1}{\mu}\left[\rho(4-\eta)-4\right] \mp \frac{6}{\nu}\right\}.$$

$$\left.\begin{matrix}H_a\\H_b\end{matrix}\right\rangle = -\frac{wf}{2}\left|\pm 1 + \frac{\varphi\rho}{6\mu}(3\mp\psi_1+4)\right];$$

$$\left.\begin{matrix}M_a\\M_b\end{matrix}\right\rangle = -\frac{wf^2}{24}\left\{\frac{2}{\mu}\left[3\varphi\psi_2+4(\rho-1)\right] \pm \left[\frac{12}{\varphi} - \frac{3}{\nu}\left(12\frac{\varkappa}{\varphi}-1\right)\right]\right\};$$

$$\left.\begin{matrix}M_c\\M_d\end{matrix}\right\rangle = \frac{wf^2}{24}\left[\frac{2}{\mu}(3\varphi\rho+4) \pm \frac{3}{\nu}\left(12\frac{\varkappa}{\varphi}-1\right)\right].$$

$$\Phi_1 = 1 + \zeta' + \zeta'^2; \qquad \Phi_2 = (1+\zeta')(1-\zeta'^2);$$

$$\left.\begin{matrix}H_a\\H_b\end{matrix}\right\rangle = -\frac{wf}{2}\zeta\left\{\pm 1 + \frac{\varphi\rho}{6\mu}\left[(3\mp\psi_1+4)\Phi_1 - \varphi\psi_1\zeta'^3\right]\right\};$$

$$\left.\begin{matrix}M_a\\M_b\end{matrix}\right\rangle = -\frac{wf^2}{24}\zeta\left\{\frac{2}{\mu}\left[3\varphi\psi_2+4(\rho-1)\right]\Phi_1 + \varphi\rho\left(1-\frac{2\psi_1}{\mu}\right)\zeta'^3 \pm \left[\frac{12}{\varphi}-\frac{3}{\nu}\left(12\frac{\varkappa}{\varphi}-\Phi_2\right)\right]\right\};$$

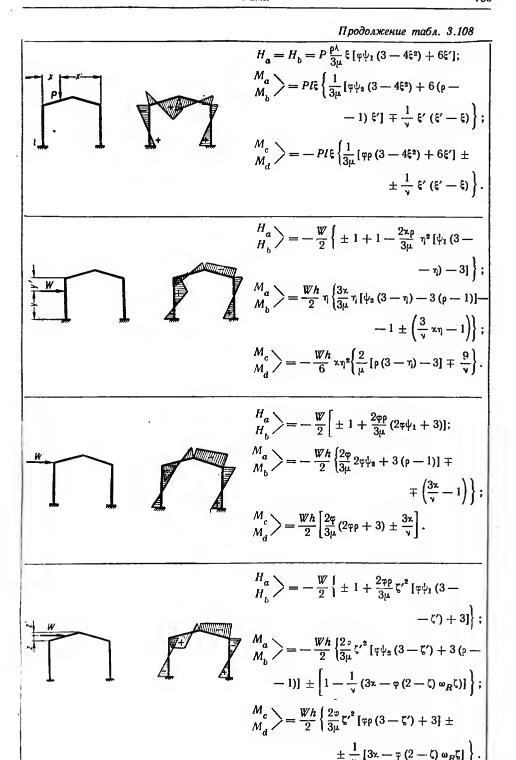
$$\left.\begin{matrix}M_c\\M_d\end{matrix}\right\rangle = \frac{wf^2}{24}\zeta\left[\frac{2}{\mu}(3\varphi\rho+4)\Phi_1 - \varphi\rho\zeta'^3 \pm \frac{3}{\nu}\left(12\frac{\varkappa}{\varphi}-\Phi_2\right)\right].$$

$$\left.\begin{matrix}H_a\\H_b\end{matrix}\right\rangle = -\frac{wh}{4}\eta\left\{\pm 1 + 1 - \frac{\varkappa\rho}{15\mu}\eta^2\left[\psi_1(5-\eta)-5\right]\right\};$$

$$\left.\begin{matrix}M_a\\M_b\end{matrix}\right\rangle = \frac{wh^2}{120}\eta^2\left\{\frac{2\varkappa}{\mu}\eta\left[\psi_2(5-\eta)-5(\rho-1)\right] - 10 \mp \left(10 - 15\frac{\varkappa}{\nu}\nu\right)\right\};$$

$$\left.\begin{matrix}M_c\\M_d\end{matrix}\right\rangle = -\frac{wh^2}{120}\varkappa\eta^3\left\{\frac{2}{\mu}\left[\rho(5-\eta)-5\right] \mp \frac{15}{\nu}\right\}.$$

Продолжение табл. 3.108



$$H_a = H_b = P\frac{\rho\lambda}{3\mu}\xi\,[\varphi\psi_1(3-4\xi^2)+6\xi'];$$

$$\left.\begin{matrix}M_a\\ M_b\end{matrix}\right\rangle = Pl\xi\left\{\frac{1}{3\mu}[\varphi\psi_2(3-4\xi^2)+6(\rho-1)\xi'] \mp \frac{1}{\nu}\xi'(\xi'-\xi)\right\};$$

$$\left.\begin{matrix}M_c\\ M_d\end{matrix}\right\rangle = -Pl\xi\left\{\frac{1}{3\mu}[\varphi\rho(3-4\xi^2)+6\xi'] \pm \frac{1}{\nu}\xi'(\xi'-\xi)\right\}.$$

$$\left.\begin{matrix}H_a\\ H_b\end{matrix}\right\rangle = -\frac{W}{2}\left\{\pm 1 + 1 - \frac{2\varkappa\rho}{3\mu}\eta^2[\psi_1(3-\eta)-3]\right\};$$

$$\left.\begin{matrix}M_a\\ M_b\end{matrix}\right\rangle = \frac{Wh}{2}\eta\left\{\frac{3\varkappa}{3\mu}\eta[\psi_2(3-\eta)-3(\rho-1)]-1 \pm \left(\frac{3}{\nu}\varkappa\eta-1\right)\right\};$$

$$\left.\begin{matrix}M_c\\ M_d\end{matrix}\right\rangle = -\frac{Wh}{6}\varkappa\eta^2\left\{\frac{2}{\mu}[\rho(3-\eta)-3] \mp \frac{9}{\nu}\right\}.$$

$$\left.\begin{matrix}H_a\\ H_b\end{matrix}\right\rangle = -\frac{W}{2}\left[\pm 1 + \frac{2\varphi\rho}{3\mu}(2\varphi\psi_1+3)\right];$$

$$\left.\begin{matrix}M_a\\ M_b\end{matrix}\right\rangle = -\frac{Wh}{2}\left\{\frac{2\varphi}{3\mu}2\varphi\psi_2+3(\rho-1)] \mp \left(\frac{3\varkappa}{\nu}-1\right)\right\};$$

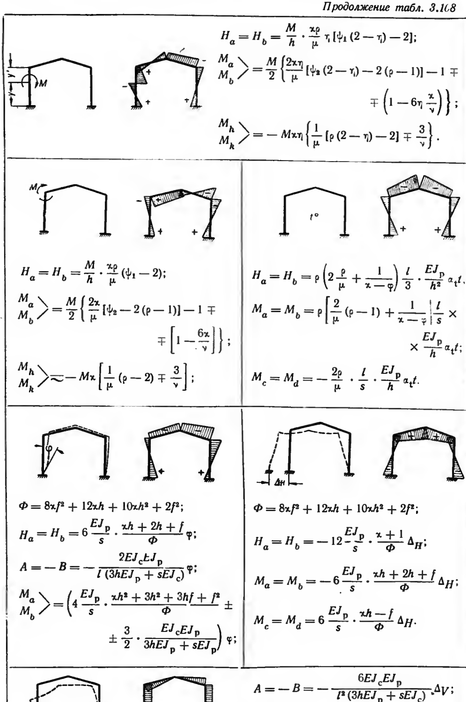
$$\left.\begin{matrix}M_c\\ M_d\end{matrix}\right\rangle = \frac{Wh}{2}\left[\frac{2\varphi}{3\mu}(2\varphi\rho+3) \pm \frac{3\varkappa}{\nu}\right].$$

$$\left.\begin{matrix}H_a\\ H_b\end{matrix}\right\rangle = -\frac{W}{2}\left\{\pm 1 + \frac{2\varphi\rho}{3\mu}\zeta'^2[\varphi\psi_1(3-\zeta')+3]\right\};$$

$$\left.\begin{matrix}M_a\\ M_b\end{matrix}\right\rangle = -\frac{Wh}{2}\left\{\frac{2\varphi}{3\mu}\zeta'^2[\varphi\psi_2(3-\zeta')+3(\rho-1)] \pm \left[1-\frac{1}{\nu}(3\varkappa-\varphi(2-\zeta)\omega_R\zeta)\right]\right\};$$

$$\left.\begin{matrix}M_c\\ M_d\end{matrix}\right\rangle = \frac{Wh}{2}\left\{\frac{2\varphi}{3\mu}\zeta'^2[\varphi\rho(3-\zeta')+3] \pm \frac{1}{\nu}[3\varkappa-\varphi(2-\zeta)\omega_R\zeta]\right\}.$$

Продолжение табл. 3.108



$$H_a = H_b = \frac{M}{h}\cdot\frac{\varkappa\rho}{\mu}\,\eta\,[\psi_1(2-\eta)-2];$$

$$\left.\begin{matrix}M_a\\ M_b\end{matrix}\right\rangle = \frac{M}{2}\left\{\frac{2\varkappa\eta}{\mu}[\psi_2(2-\eta)-2(\rho-1)]-1 \mp \left(1-6\eta\frac{\varkappa}{\nu}\right)\right\};$$

$$\left.\begin{matrix}M_h\\ M_k\end{matrix}\right\rangle = -M\varkappa\eta\left\{\frac{1}{\mu}[\rho(2-\eta)-2] \mp \frac{3}{\nu}\right\}.$$

$$H_a = H_b = \frac{M}{h}\cdot\frac{\varkappa\rho}{\mu}(\psi_1-2);$$

$$\left.\begin{matrix}M_a\\ M_b\end{matrix}\right\rangle = \frac{M}{2}\left\{\frac{2\varkappa}{\mu}[\psi_2-2(\rho-1)]-1 \mp \left[1-\frac{6\varkappa}{\nu}\right]\right\};$$

$$\left.\begin{matrix}M_h\\ M_k\end{matrix}\right\rangle \approx -M\varkappa\left[\frac{1}{\mu}(\rho-2) \mp \frac{3}{\nu}\right];$$

$$H_a = H_b = \rho\left(2\frac{\rho}{\mu}+\frac{1}{\varkappa-\varphi}\right)\frac{l}{3}\cdot\frac{EJ_p}{h^2}\alpha_t t,$$

$$M_a = M_b = \rho\left[\frac{2}{\mu}(\rho-1)+\frac{1}{\varkappa-\varphi}\right]\frac{l}{s}\times\frac{EJ_p}{h}\alpha_t t;$$

$$M_c = M_d = -\frac{2\rho}{\mu}\cdot\frac{l}{s}\cdot\frac{EJ_p}{h}\alpha_t t.$$

$$\Phi = 8\varkappa f^2 + 12\varkappa h + 10\varkappa h^2 + 2f^2;$$

$$H_a = H_b = 6\frac{EJ_p}{s}\cdot\frac{\varkappa h + 2h + f}{\Phi}\varphi;$$

$$A = -B = -\frac{2EJ_c EJ_p}{l(3hEJ_p + sEJ_c)}\varphi;$$

$$\left.\begin{matrix}M_a\\ M_b\end{matrix}\right\rangle = \left(4\frac{EJ_p}{s}\cdot\frac{\varkappa h^2 + 3h^2 + 3hf + f^2}{\Phi} \pm \frac{3}{2}\cdot\frac{EJ_c EJ_p}{3hEJ_p + sEJ_p}\right)\varphi;$$

$$\Phi = 8\varkappa f^2 + 12\varkappa h + 10\varkappa h^2 + 2f^2;$$

$$H_a = H_b = -12\frac{EJ_p}{s}\cdot\frac{\varkappa + 1}{\Phi}\Delta_H;$$

$$M_a = M_b = -6\frac{EJ_p}{s}\cdot\frac{\varkappa h + 2h + f}{\Phi}\Delta_H;$$

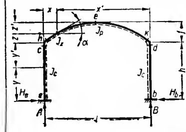
$$M_c = M_d = 6\frac{EJ_p}{s}\cdot\frac{\varkappa h - f}{\Phi}\Delta_H.$$

$$A = -B = -\frac{6EJ_c EJ_p}{l^2(3hEJ_p + sEJ_c)}\Delta_V;$$

$$\left.\begin{matrix}M_a\\ M_b\end{matrix}\right\rangle = \pm\frac{3EJ_c EJ_p}{l(3hEJ_p + sEJ_c)}\Delta_V;$$

Таблица 3.109

Однопролетная рама с параболическим ригелем и защемленными опорами стоек



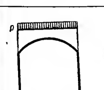
$$\xi = \frac{x}{l};\ \eta = \frac{y}{h};\ \zeta = \frac{z}{f};\ \varphi = \frac{f}{h};\ J\ \frac{J_p}{\cos\alpha} = 1;$$

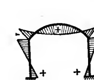
$$\xi' = \frac{x'}{l};\ \eta' = \frac{y'}{h};\ \zeta' = \frac{z'}{f};\ \varkappa = \frac{h}{l}\cdot\frac{J_p}{J_c};$$

$$\mu = 3\,(1 + 2\varkappa) - \rho\,(3\varkappa - 2\varphi);\quad \rho = \frac{5}{2}\cdot\frac{3\varkappa - 2\varphi}{5\varkappa + 4\varphi^2};$$

$$\nu = 1 + 6\varkappa;\ \psi_1 = 3\,\frac{1 + 2\varkappa}{3\varkappa - 2\varphi};\ \psi_2 = (\psi_1 - 1)\,\rho.$$

Коэффициенты ω см. табл. 3.111.

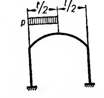


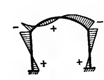


$$H_a = H_b = \frac{pl^2}{20h}\cdot\frac{\rho}{\mu}\,(4\varphi\psi_1 + 5);$$

$$M_a = M_b = \frac{pl^2}{20\mu}\,[4\varphi\psi_2 + 5\,(\rho - 1)];$$

$$M_c = M_d = -\frac{pl^2}{20\mu}\,(4\varphi\rho + 5);$$

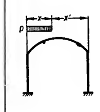


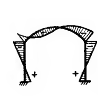


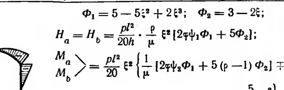
$$H_a = H_b = \frac{pl^2}{40h}\cdot\frac{\rho}{\mu}\,[4\varphi\psi_1 + 5];$$

$$\left.\begin{matrix} M_a \\ M_b \end{matrix}\right\rangle = \frac{pl^2}{40}\left\{\frac{1}{\mu}\,[4\varphi\psi_2 + 5\,(\rho - 1)] \mp \frac{5}{8\nu}\right\};$$

$$\left.\begin{matrix} M_c \\ M_d \end{matrix}\right\rangle = -\frac{pl^2}{40}\left[\frac{1}{\mu}\,(4\varphi\rho + 5) \pm \frac{5}{8\nu}\right].$$





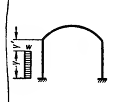


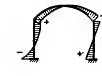
$$\Phi_1 = 5 - 5\xi^2 + 2\xi^3;\quad \Phi_2 = 3 - 2\xi;$$

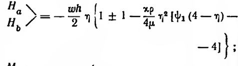
$$H_a = H_b = \frac{pl^2}{20h}\cdot\frac{\rho}{\mu}\,\xi^2\,[2\varphi\psi_1\Phi_1 + 5\Phi_2];$$

$$\left.\begin{matrix} M_a \\ M_b \end{matrix}\right\rangle = \frac{pl^2}{20}\,\xi^2\left\{\frac{1}{\mu}\,[2\varphi\psi_2\Phi_1 + 5\,(\rho - 1)\,\Phi_2] \mp \frac{5}{\nu}\,\xi'^2\right\};$$

$$\left.\begin{matrix} M_c \\ M_d \end{matrix}\right\rangle = -\frac{pl^2}{20}\,\xi^2\left\{\frac{1}{\mu}\,[2\varphi\rho\Phi_1 + 5\Phi_2] \pm \frac{5}{\nu}\,\xi'^2\right\}.$$







$$\left.\begin{matrix} H_a \\ H_b \end{matrix}\right\rangle = -\frac{wh}{2}\,\eta\left\{1 \pm 1 - \frac{\varkappa\rho}{4\mu}\,\eta^2\,[\psi_1\,(4 - \eta) - 4]\right\};$$

$$\left.\begin{matrix} M_a \\ M_b \end{matrix}\right\rangle = \frac{wh^2}{4}\,\eta^2\left\{\frac{\varkappa\eta}{2\mu}\,[\psi_2\,(4 - \eta) - 4\,(\rho - 1)] - 1 \mp \left(1 - 2\eta\,\frac{\varkappa}{\nu}\right)\right\};$$

$$\left.\begin{matrix} M_c \\ M_d \end{matrix}\right\rangle = -\frac{wh^2}{4}\,\varkappa\eta^2\left\{\frac{1}{2\mu}\,[\rho\,(4 - \eta) - 4] \mp \frac{2}{\nu}\right\}.$$

Продолжение табл. 3.109

$$\left.\begin{matrix}H_a\\H_b\end{matrix}\right\rangle = -\frac{wh}{2}\left[1 \pm 1 - \frac{\varkappa\rho}{4\mu}(3\psi_1 - 4)\right];$$

$$\left.\begin{matrix}M_a\\M_b\end{matrix}\right\rangle = \frac{wh^2}{4}\left\{\frac{\varkappa}{2\mu}\left[3\psi_2 - 4(\rho - 1)\right] - 1 \mp \right.$$
$$\left.\mp\left(1 - \frac{2\varkappa}{\nu}\right)\right\};$$

$$\left.\begin{matrix}M_c\\M_d\end{matrix}\right\rangle = -\frac{wh^2}{4}\varkappa\left[\frac{1}{2\mu}(3\rho - 4) \mp \frac{2}{\nu}\right].$$

$$\Phi_1 = \left(1 - \zeta'^{\frac{5}{2}}\right); \qquad \Phi_2 = \left(1 - \zeta'^{\frac{7}{2}}\right);$$

$$\left.\begin{matrix}H_a\\H_b\end{matrix}\right\rangle = -\frac{wf}{2}\left\{\pm\zeta + \frac{4}{5}\cdot\frac{\varphi\rho}{\mu}\left[(\varphi\psi_1 + 1)\Phi_1 - \right.\right.$$
$$\left.\left.- \frac{1}{7}\varphi\psi_1\Phi_2\right]\right\};$$

$$\left.\begin{matrix}M_a\\M_b\end{matrix}\right\rangle = -wf^2\left\{\frac{2}{5\mu}\left[(\varphi\psi_2 + \rho - 1)\Phi_1 - \right.\right.$$
$$\left.\left. - \frac{\varphi\psi_2}{7}\Phi_2\right] \pm \zeta\left[\frac{1}{2\varphi} - \frac{1}{8\nu}\left(12\frac{\varkappa}{\varphi} - 1 + \zeta'^2\right)\right]\right\};$$

$$\left.\begin{matrix}M_c\\M_d\end{matrix}\right\rangle = wf^2\left\{\frac{2}{5\mu}\left[(\varphi\rho + 1)\Phi_1 - \frac{\varphi\rho}{7}\Phi_2\right] \pm \right.$$
$$\left.\pm\frac{1}{8\nu}\zeta\left[12\frac{\varkappa}{\varphi} - 1 + \zeta'^2\right]\right\}.$$

$$\left.\begin{matrix}H_a\\H_b\end{matrix}\right\rangle = -\frac{wf}{2}\left[\pm 1 + \frac{4}{5}\cdot\frac{\varphi\rho}{\mu}\left(\frac{6}{7}\varphi\psi_1 + 1\right)\right];$$

$$\left.\begin{matrix}M_a\\M_b\end{matrix}\right\rangle = -wf^2\left\{\frac{2}{5\mu}\left[\frac{6}{7}\varphi\psi_2 + (\rho - 1)\right] \pm \right.$$
$$\left.\pm\left[\frac{1}{2\varphi} - \frac{1}{8\nu}\left(12\frac{\varkappa}{\varphi} - 1\right)\right]\right\};$$

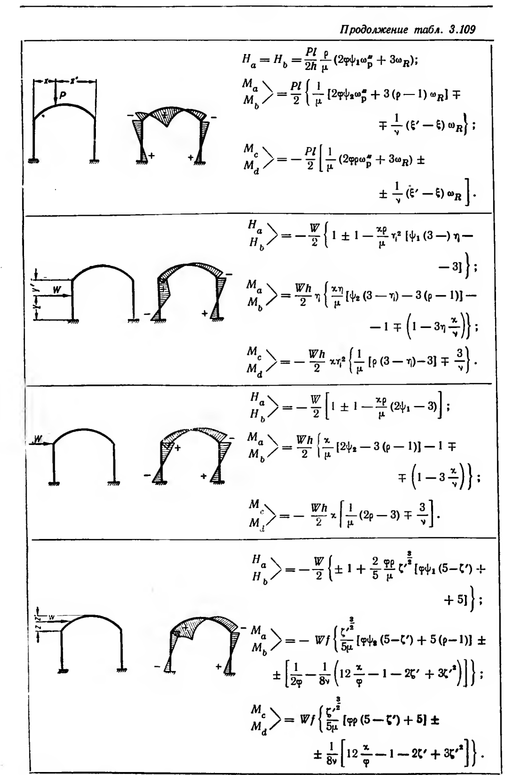
$$\left.\begin{matrix}M_a\\M_b\end{matrix}\right\rangle = wf^2\left[\frac{2}{5\mu}\left(\frac{6}{7}\varphi\rho + 1\right) \pm \frac{1}{8\nu}\left(12\frac{\varkappa}{\varphi} - 1\right)\right].$$

$$\left.\begin{matrix}H_a\\H_b\end{matrix}\right\rangle = -\frac{wh}{4}\eta\left\{1 \pm 1 - \frac{\varkappa\rho\eta^2}{10\mu}\left[\psi_1(5 - \eta) - \right.\right.$$
$$\left.\left. - 5\right]\right\};$$

$$\left.\begin{matrix}M_a\\M_b\end{matrix}\right\rangle = \frac{wh^2}{40}\eta^2\left\{\frac{\varkappa\eta}{\mu}\left[\psi_2(5 - \eta) - 5(\rho - 1)\right] - \right.$$
$$\left. - \frac{10}{3} \mp \left(\frac{10}{3} - 5\eta\frac{\varkappa}{\nu}\right)\right\};$$

$$\left.\begin{matrix}M_c\\M_d\end{matrix}\right\rangle = -\frac{wh^2}{40}\varkappa\eta^3\left\{\frac{1}{\mu}\left[\rho(5 - \eta) - 5\right] \mp \frac{5}{\nu}\right\}.$$

Продолжение табл. 3.109



$$H_a = H_b = \frac{Pl}{2h}\frac{\rho}{\mu}(2\varphi\psi_1\omega_p'' + 3\omega_R);$$

$$\left.\begin{matrix}M_a\\ M_b\end{matrix}\right\rangle = \frac{Pl}{2}\left\{\frac{1}{\mu}[2\varphi\psi_2\omega_p'' + 3(\rho-1)\omega_R] \mp \frac{1}{\nu}(\xi'-\xi)\omega_R\right\};$$

$$\left.\begin{matrix}M_c\\ M_d\end{matrix}\right\rangle = -\frac{Pl}{2}\left[\frac{1}{\mu}(2\varphi\rho\omega_p'' + 3\omega_R) \pm \frac{1}{\nu}(\xi'-\xi)\omega_R\right].$$

$$\left.\begin{matrix}H_a\\ H_b\end{matrix}\right\rangle = -\frac{W}{2}\left\{1 \pm 1 - \frac{\varkappa\rho}{\mu}\eta^2[\psi_1(3-)\eta - 3]\right\};$$

$$\left.\begin{matrix}M_a\\ M_b\end{matrix}\right\rangle = \frac{Wh}{2}\eta\left\{\frac{\varkappa\eta}{\mu}[\psi_2(3-\eta) - 3(\rho-1)] - 1 \mp \left(1 - 3\eta\frac{\varkappa}{\nu}\right)\right\};$$

$$\left.\begin{matrix}M_c\\ M_d\end{matrix}\right\rangle = -\frac{Wh}{2}\varkappa\eta^2\left\{\frac{1}{\mu}[\rho(3-\eta)-3] \mp \frac{3}{\nu}\right\}.$$

$$\left.\begin{matrix}H_a\\ H_b\end{matrix}\right\rangle = -\frac{W}{2}\left[1 \pm 1 - \frac{\varkappa\rho}{\mu}(2\psi_1 - 3)\right];$$

$$\left.\begin{matrix}M_a\\ M_b\end{matrix}\right\rangle = \frac{Wh}{2}\left\{\frac{\varkappa}{\mu}[2\psi_2 - 3(\rho-1)] - 1 \mp \left(1 - 3\frac{\varkappa}{\nu}\right)\right\};$$

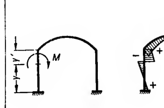
$$\left.\begin{matrix}M_c\\ M_d\end{matrix}\right\rangle = -\frac{Wh}{2}\varkappa\left[\frac{1}{\mu}(2\rho-3) \mp \frac{3}{\nu}\right].$$

$$\left.\begin{matrix}H_a\\ H_b\end{matrix}\right\rangle = -\frac{W}{2}\left\{\pm 1 + \frac{2}{5}\frac{\varphi\rho}{\mu}\zeta'^{\frac{3}{2}}[\varphi\psi_1(5-\zeta') + 5]\right\};$$

$$\left.\begin{matrix}M_a\\ M_b\end{matrix}\right\rangle = -Wf\left\{\frac{\zeta'^{\frac{3}{2}}}{5\mu}[\varphi\psi_2(5-\zeta') + 5(\rho-1)] \pm \left[\frac{1}{2\varphi} - \frac{1}{8\nu}\left(12\frac{\varkappa}{\varphi} - 1 - 2\zeta' + 3\zeta'^2\right)\right]\right\};$$

$$\left.\begin{matrix}M_c\\ M_d\end{matrix}\right\rangle = Wf\left\{\frac{\zeta'^{\frac{3}{2}}}{5\mu}[\varphi\rho(5-\zeta') + 5] \pm \frac{1}{8\nu}\left[12\frac{\varkappa}{\varphi} - 1 - 2\zeta' + 3\zeta'^2\right]\right\}.$$

Продолжение табл. 3.109

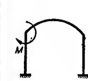


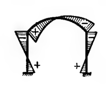
$$H_a = H_b = \frac{3}{2} \cdot \frac{M}{h} \cdot \frac{\varkappa\rho}{\mu} \eta \left[\psi_1 (2 - \eta) - 2\right];$$

$$\left.\begin{matrix} M_a \\ M_b \end{matrix}\right\rangle = \frac{M}{2} \left\{ \frac{3\varkappa\eta}{\mu} \left[\psi_2 (2-\eta) - 2(\rho - 1)\right] - 1 \mp \right.$$

$$\left. \mp \left(1 - 6\eta \frac{\varkappa}{\nu}\right) \right\};$$

$$\left.\begin{matrix} M_c \\ M_d \end{matrix}\right\rangle = -\frac{3}{2} M \varkappa \eta \left\{ \frac{1}{\mu} \left[\rho (2-\eta) - 2\right] \mp \frac{2}{\nu} \right\}.$$



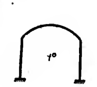


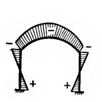
$$H_a = H_b = \frac{3}{2} \cdot \frac{M}{h} \cdot \frac{\varkappa o}{\mu} (\psi_1 - 2);$$

$$\left.\begin{matrix} M_a \\ M_b \end{matrix}\right\rangle = \frac{M}{2} \left\{ \frac{3\varkappa}{\mu} \left[\psi_2 - 2(\rho - 1)\right] - 1 \mp (1 - \right.$$

$$\left. - 6 \frac{\varkappa}{\nu}) \right\};$$

$$\left.\begin{matrix} M_h \\ M_h \end{matrix}\right\rangle = -\frac{3}{2} M \varkappa \left[\frac{1}{\mu} (\rho - 2) \mp \frac{2}{\nu} \right].$$



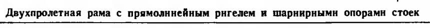


$$H_a = H_b = \frac{3\rho\psi_1}{\mu} \cdot \frac{EJ_p}{h^2} \alpha_t t;$$

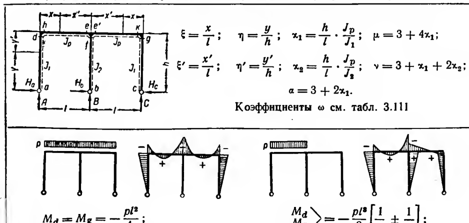
$$M_a = M_b = \frac{3\psi_2}{\mu} \cdot \frac{EJ_p}{h} \alpha_t t;$$

$$M_c = M_d = -\frac{3\rho}{\mu} \cdot \frac{EJ_p}{h} \alpha_t t.$$

Таблица 3.110



Двухпролетная рама с прямолинейным ригелем и шарнирными опорами стоек



$\xi = \frac{x}{l}$; $\eta = \frac{y}{h}$; $\varkappa_1 = \frac{h}{l} \cdot \frac{J_p}{J_1}$; $\mu = 3 + 4\varkappa_1$;

$\xi' = \frac{x'}{l}$; $\eta' = \frac{y'}{h}$; $\varkappa_2 = \frac{h}{l} \cdot \frac{J_p}{J_2}$; $\nu = 3 + \varkappa_1 + 2\varkappa_2$;

$\alpha = 3 + 2\varkappa_1$.

Коэффициенты ω см. табл. 3.111

$M_d = M_g = -\frac{pl^2}{4\mu}$;

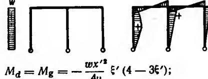
$M_e = M_e' = -\frac{pl^2}{4\mu}(1 + 2\varkappa_1)$;

$M_f = 0$;

$\left.\begin{matrix} M_d \\ M_g \end{matrix}\right\rangle = -\frac{pl^2}{8}\left[\frac{1}{\mu} \pm \frac{1}{\nu}\right]$;

$\left.\begin{matrix} M_e \\ M_{e'} \end{matrix}\right\rangle = -\frac{pl^2}{8}\left[\frac{1 + 2\varkappa_1}{\mu} \pm \frac{1}{\nu}\right]$;

$M_f = \frac{pl^2}{4\nu}$.



$M_d = M_g = -\frac{wx'^2}{4\mu}\xi'(4 - 3\xi')$;

$M_e = M_{e'} = -\frac{wx'^2}{4\mu}[2\mu - 8(1 + \varkappa_1)\xi' + \alpha\xi'^2]$;

$M_f = 0$;

$\Phi = \frac{1}{\nu}(3 - 2\xi)$;

$\left.\begin{matrix} M_d \\ M_g \end{matrix}\right\rangle = -\frac{wx^2}{8}\left[\frac{1}{\mu}(6 - 8\xi + 3\xi^2) \pm \Phi\right]$;

$\left.\begin{matrix} M_e \\ M_{e'} \end{matrix}\right\rangle = -\frac{wx^2}{8}\left[\frac{1}{\mu}(4\varkappa_1 + 4\xi - \alpha\xi^2) \pm \Phi\right]$;

$M_f = \frac{wx^2}{4}\Phi$.

$\Phi = \frac{1}{2\nu}(2\alpha + \varkappa_1)$;

$\left.\begin{matrix} M_d \\ M_g \end{matrix}\right\rangle = -\frac{wh^2}{4}\left[\frac{\varkappa_1}{\mu} \mp \left(1 - \frac{1}{2}\Phi\right)\right]$;

$\left.\begin{matrix} M_e \\ M_{e'} \end{matrix}\right\rangle = \frac{wh^2}{8}\left[\frac{\varkappa_1}{\mu} \mp \Phi\right]$;

$M_f = \frac{wh^2}{4}\Phi$;

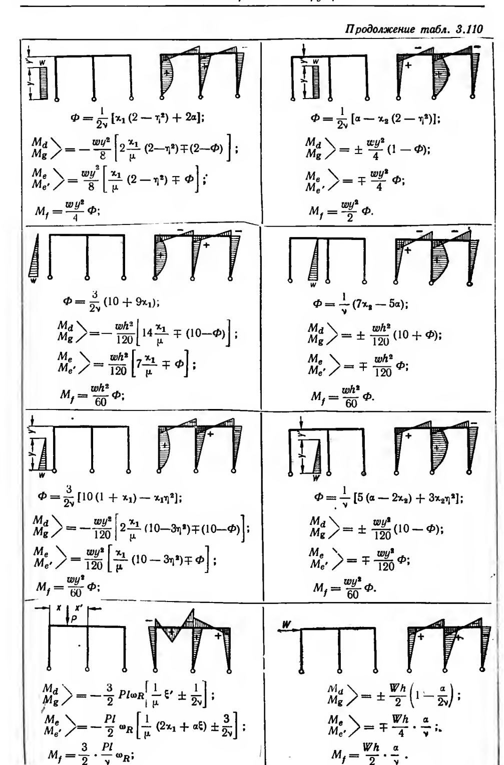
$\Phi = \frac{1}{2\nu}(\alpha - \varkappa_2)$;

$\left.\begin{matrix} M_d \\ M_g \end{matrix}\right\rangle = \pm\frac{wh^2}{4}(1 - \Phi)$;

$\left.\begin{matrix} M_e \\ M_{e'} \end{matrix}\right\rangle = \mp\frac{wh^2}{4}\Phi$;

$M_f = \frac{wh^2}{2}\Phi$.

Продолжение табл. 3.110



$$\Phi = \frac{1}{2\nu}\left[\varkappa_1(2-\eta^2)+2\alpha\right];$$
$$\left.\begin{matrix}M_d\\M_g\end{matrix}\right\rangle = -\frac{wy^2}{8}\left[2\frac{\varkappa_1}{\mu}(2-\eta^2)\mp(2-\Phi)\right];$$
$$\left.\begin{matrix}M_e\\M_{e'}\end{matrix}\right\rangle = \frac{wy^2}{8}\left[\frac{\varkappa_1}{\mu}(2-\eta^2)\mp\Phi\right];$$
$$M_f = \frac{wy^2}{4}\Phi;$$

$$\Phi = \frac{1}{2\nu}\left[\alpha-\varkappa_2(2-\eta^2)\right];$$
$$\left.\begin{matrix}M_d\\M_g\end{matrix}\right\rangle = \pm\frac{wy^2}{4}(1-\Phi);$$
$$\left.\begin{matrix}M_e\\M_{e'}\end{matrix}\right\rangle = \mp\frac{wy^2}{4}\Phi;$$
$$M_f = \frac{wy^2}{2}\Phi.$$

$$\Phi = \frac{3}{2\nu}(10+9\varkappa_1);$$
$$\left.\begin{matrix}M_d\\M_g\end{matrix}\right\rangle = -\frac{wh^2}{120}\left[14\frac{\varkappa_1}{\mu}\mp(10-\Phi)\right];$$
$$\left.\begin{matrix}M_e\\M_{e'}\end{matrix}\right\rangle = \frac{wh^2}{120}\left[7\frac{\varkappa_1}{\mu}\mp\Phi\right];$$
$$M_f = \frac{wh^2}{60}\Phi;$$

$$\Phi = \frac{1}{\nu}(7\varkappa_2-5\alpha);$$
$$\left.\begin{matrix}M_d\\M_g\end{matrix}\right\rangle = \pm\frac{wh^2}{120}(10+\Phi);$$
$$\left.\begin{matrix}M_e\\M_{e'}\end{matrix}\right\rangle = \mp\frac{wh^2}{120}\Phi;$$
$$M_f = \frac{wh^2}{60}\Phi.$$

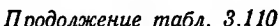
$$\Phi = \frac{3}{2\nu}\left[10(1+\varkappa_1)-\varkappa_1\eta^2\right];$$
$$\left.\begin{matrix}M_d\\M_g\end{matrix}\right\rangle = -\frac{wy^2}{120}\left[2\frac{\varkappa_1}{\mu}(10-3\eta^2)\mp(10-\Phi)\right];$$
$$\left.\begin{matrix}M_e\\M_{e'}\end{matrix}\right\rangle = \frac{wy^2}{120}\left[\frac{\varkappa_1}{\mu}(10-3\eta^2)\mp\Phi\right];$$
$$M_f = \frac{wy^2}{60}\Phi;$$

$$\Phi = \frac{1}{\nu}\left[5(\alpha-2\varkappa_2)+3\varkappa_2\eta^2\right];$$
$$\left.\begin{matrix}M_d\\M_g\end{matrix}\right\rangle = \pm\frac{wy^2}{120}(10-\Phi);$$
$$\left.\begin{matrix}M_e\\M_{e'}\end{matrix}\right\rangle = \mp\frac{wy^2}{120}\Phi;$$
$$M_f = \frac{wy^2}{60}\Phi.$$

$$\left.\begin{matrix}M_d\\M_g\end{matrix}\right\rangle = -\frac{3}{2}Pl\omega_R\left[\frac{1}{\mu}\xi'\pm\frac{1}{2\nu}\right];$$
$$\left.\begin{matrix}M_e\\M_{e'}\end{matrix}\right\rangle = -\frac{Pl}{2}\omega_R\left[\frac{1}{\mu}(2\varkappa_1+\alpha\xi)\pm\frac{3}{2\nu}\right];$$
$$M_f = \frac{3}{2}\cdot\frac{Pl}{\nu}\omega_R;$$

$$\left.\begin{matrix}M_d\\M_g\end{matrix}\right\rangle = \pm\frac{Wh}{2}\left(1-\frac{\alpha}{2\nu}\right);$$
$$\left.\begin{matrix}M_e\\M_{e'}\end{matrix}\right\rangle = \mp\frac{Wh}{4}\cdot\frac{\alpha}{\nu};$$
$$M_f = \frac{Wh}{2}\cdot\frac{\alpha}{\nu}.$$

Продолжение табл. 3.110



$$\Phi = \frac{1}{2\nu}\left[\varkappa_1 (1 - \eta^2) + \alpha\right];$$

$$\left.\begin{matrix} M_d \\ M_g \end{matrix}\right> = -\frac{Wy}{2}\left[2\frac{\varkappa_1}{\mu}(1 - \eta^2) \mp (1 - \Phi)\right];$$

$$\left.\begin{matrix} M_e \\ M_{e'} \end{matrix}\right> = \frac{Wy}{2}\left[\frac{\varkappa_1}{\mu}(1 - \eta^2) \mp \Phi\right];$$

$$M_f = Wy\Phi;$$

$$\Phi = \frac{1}{2\nu}\left[2\varkappa_2 (1 - \eta^2) - \alpha\right];$$

$$\left.\begin{matrix} M_d \\ M_g \end{matrix}\right> = \pm \frac{Wy}{2}(1 + \Phi);$$

$$\left.\begin{matrix} M_e \\ M_{e'} \end{matrix}\right> = \pm \frac{Wy}{2}\Phi;$$

$$M_f = -Wy\Phi.$$

$$\Phi = \frac{1}{2\nu}(\alpha - \varkappa_1 \omega_M);$$

$$\left.\begin{matrix} M_h \\ M_k \end{matrix}\right> = \frac{M}{2}\left[2\frac{\varkappa_1}{\mu}\omega_M \pm (1 - \Phi)\right];$$

$$\left.\begin{matrix} M_e \\ M_{e'} \end{matrix}\right> = -\frac{M}{2}\left[\frac{\varkappa_1}{\mu}\omega_M \pm \Phi\right];$$

$$M_f = M\Phi;$$

$y = h$: $\Phi = \frac{3}{2\nu}$; $\omega_M = 2$;

$y = 0$: $\Phi = \frac{3}{2\nu}(1 + \varkappa_1)$; $\omega_M = -1$.

$$\Phi = \frac{1}{2\nu}(\alpha + 2\varkappa_2\omega_M);$$

$$\left.\begin{matrix} M_d \\ M_g \end{matrix}\right> = \pm \frac{M}{2}(1 - \Phi);$$

$$\left.\begin{matrix} M_e \\ M_{e'} \end{matrix}\right> = \mp \frac{M}{2}\Phi;$$

$y' > 0$: $M_f = M\Phi$.

$y = h$: $\Phi = \frac{1}{2\nu}(2\nu - 3)$; $M_f = -M(1 - \Phi)$;

$y = 0$: $\Phi = \frac{1}{2\nu}(\alpha - 2\varkappa_2)$.

$$M_d = M_g = -12\frac{EJ_p}{\mu h}\cdot \alpha_t t;$$

$$M_e = M_{e'} = 6\frac{EJ_p}{\mu h}\cdot \alpha_t t;$$

$$M_f = 0.$$

Таблица 3.111

Коэффициенты для расчета однопролетных и двухпролетных рам

Коэффициенты ω_R

$$\omega_R = \frac{x}{l} - \left(\frac{x}{l}\right)^2$$

$\frac{x}{l}$	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0,0	0,0000	0,0099	0,0196	0,0291	0,0384	0,0475	0,0564	0,0651	0,0736	0,0819
0,1	0,0900	0,0979	0,1056	0,1131	0,1204	0,1275	0,1344	0,1411	0,1476	0,1539
0,2	0,1600	0,1659	0,1716	0,1771	0,1824	0,1875	0,1924	0,1971	0,2016	0,2059
0,3	0,2100	0,2139	0,2176	0,2211	0,2244	0,2275	0,2304	0,2331	0,2356	0,2379
0,4	0,2400	0,2419	0,2436	0,2451	0,2464	0,2475	0,2484	0,2491	0,2496	0,2499
0,5	0,2500	0,2499	0,2496	0,2491	0,2484	0,2475	0,2464	0,2451	0,2436	0,2419
0,6	0,2400	0,2379	0,2356	0,2331	0,2304	0,2275	0,2244	0,2211	0,2176	0,2139
0,7	0,2100	0,2059	0,2016	0,1971	0,1924	0,1875	0,1824	0,1771	0,1716	0,1659
0,8	0,1600	0,1539	0,1476	0,1411	0,1344	0,1275	0,1204	0,1131	0,1056	0,0979
0,9	0,0900	0,0819	0,0736	0,0651	0,0564	0,0475	0,0384	0,0291	0,0196	0,0099

Продолжение табл. 3.111

Коэффициенты ω_D и ω'_D

$$\omega_D = \frac{x}{l} - \left(\frac{x}{l}\right)^3$$

$\frac{x}{l}$	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9		
0,0	0,00000	0,00999	0,01999	0,02997	0,03993	0,04987	0,05978	0,06966	0,07949	0,08927	0,09900	0,9
0,1	0,09900	0,10867	0,11827	0,12780	0,13726	0,14663	0,15590	0,16509	0,17417	0,18314	0,19200	0,8
0,2	0,19200	0,20074	0,20935	0,21783	0,22618	0,23438	0,24242	0,25032	0,25805	0,26561	0,27300	0,7
0,3	0,27300	0,28021	0,28723	0,29406	0,30070	0,30713	0,31334	0,31935	0,32513	0,33068	0,33600	0,6
0,4	0,33600	0,34108	0,34591	0,35049	0,35482	0,35888	0,36266	0,36618	0,36941	0,37235	0,37500	0,5
0,5	0,37500	0,37735	0,37939	0,38112	0,38254	0,38363	0,38438	0,38481	0,38489	0,38462	0,38400	0,4
0,6	0,38400	0,38302	0,38167	0,37995	0,37786	0,37538	0,37250	0,36924	0,36557	0,36149	0,35700	0,3
0,7	0,35700	0,35209	0,34675	0,34098	0,33477	0,32813	0,32102	0,31347	0,30545	0,29696	0,28800	0,2
0,8	0,28800	0,27856	0,26863	0,25821	0,24730	0,23588	0,22394	0,21150	0,19853	0,18503	0,17100	0,1
0,9	0,17100	0,15643	0,14131	0,12564	0,10942	0,09263	0,07526	0,05733	0,03881	0,01970	0,00000	0,0
		9	8	7	6	5	4	3	2	1	0	$\frac{x}{l}$

$$\omega'_D = \frac{x'}{l} - \left(\frac{x'}{l}\right)^3$$

Продолжение табл. 3.111

Коэффициенты ω_M и ω'_M

$\omega_M = 1 - 3\left(\frac{x}{l}\right)^2$												
$\frac{x}{l}$	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9		
0,0	1,0000	0,9997	0,9988	0,9973	0,9952	0,9925	0,9892	0,9863	0,9808	0,9757	0,9700	0,9
0,1	0,9700	0,9637	0,9568	0,9493	0,9412	0,9325	0,9232	0,9133	0,9028	0,8917	0,8800	0,8
0,2	0,8800	0,8676	0,8548	0,8413	0,8272	0,8125	0,7972	0,7813	0,7648	0,7477	0,7300	0,7
0,3	0,7300	0,7117	0,6928	0,6733	0,6532	0,6325	0,6112	0,5893	0,5668	0,5437	0,5200	0,6
0,4	0,5200	0,4957	0,4708	0,4453	0,4192	0,3925	0,3652	0,3373	0,3088	0,2797	0,2500	0,5
0,5	0,2500	0,2197	0,1888	0,1573	0,1252	0,0925	0,0592	0,0253	—0,0092	—0,0443	—0,0800	0,4
0,6	—0,0800	—0,1163	—0,1532	—0,1907	—0,2288	—0,2675	—0,3068	—0,3467	—0,3872	—0,4283	—0,4700	0,3
0,7	—0,4700	—0,5123	—0,5552	—0,5987	—0,6428	—0,6875	—0,7328	—0,7787	—0,8552	—0,8723	—0,9200	0,2
0,8	—0,9200	—0,9683	—1,0172	—1,0667	—1,1168	—1,1675	—1,2188	—1,2707	—1,3232	—1,3763	—1,4300	0,1
0,9	—1,4300	—1,4843	—1,5392	—1,5947	—1,6508	—1,7075	—1,7648	—1,8227	—1,8812	—1,9403	—2,0000	0,0
		9	8	7	6	5	4	3	2	1	0	$\frac{x}{l}$
$-\omega'_M = 1 - 3\left(\frac{x'}{l}\right)^2$												

Продолжение табл. 3.111

Коэффициенты ω_φ и ω'_φ

$$\omega_\varphi = \left(\frac{x}{l}\right)^2 - \frac{1}{2}\left(\frac{x}{l}\right)^4;$$

$\frac{x}{l}$	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9		
0,0	0,00000	0,00010	0,00040	0,00090	0,00160	0,00250	0,00359	0,00489	0,00638	0,00807	0,00995	0,9
0,1	0,00995	0,01203	0,01429	0,01676	0,01941	0,02225	0,02527	0,02848	0,03188	0,03545	0,03920	0,8
0,2	0,03920	0,04323	0,04723	0,05150	0,05594	0,06055	0,06532	0,07024	0,07533	0,08056	0,08595	0,7
0,3	0,08595	0,09148	0,09715	0,10297	0,10892	0,11499	0,12120	0,12753	0,13397	0,14053	0,14720	0,6
0,4	0,14720	0,15397	0,16084	0,16780	0,17486	0,18199	0,18921	0,19650	0,20386	0,21127	0,21875	0,5
0,5	0,21875	0,22627	0,23384	0,24145	0,24908	0,25675	0,26443	0,27212	0,27982	0,28751	0,29520	0,4
0,6	0,29520	0,30287	0,31052	0,31814	0,32571	0,33325	0,34073	0,34814	0,35549	0,36276	0,36995	0,3
0,7	0,36995	0,37704	0,38403	0,39091	0,39766	0,40430	0,41079	0,41713	0,42332	0,42935	0,43520	0,2
0,8	0,43520	0,44086	0,44634	0,45161	0,45666	0,46149	0,46609	0,47045	0,47455	0,47839	0,48195	0,1
0,9	0,48195	0,48523	0,48820	0,49087	0,49322	0,49525	0,49692	0,49825	0,49921	0,49980	0,50000	0,0
		9	8	7	6	5	4	3	2	1	0	$\frac{x}{l}$

$$\omega'_\varphi = \left(\frac{x'}{l}\right)^2 - \frac{1}{2}\left(\frac{x'}{l}\right)^4$$

Коэффициенты ω_P и ω'_P

$$\omega_P = \frac{x}{l} - \left(\frac{x}{l}\right)^4;$$

$\frac{x}{l}$	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9		
0,0	0,00000	0,01000	0,02000	0,03000	0,04000	0,04999	0,05999	0,06998	0,07996	0,08993	0,09990	0,9
0,1	0,09990	0,10985	0,11979	0,12971	0,13962	0,14949	0,15934	0,16916	0,17895	0,18870	0,19840	0,8
0,2	0,19840	0,20806	0,21766	0,22720	0,23668	0,24609	0,25543	0,26469	0,27385	0,28293	0,29190	0,7
0,3	0,29190	0,30076	0,30951	0,31814	0,32664	0,33499	0,34320	0,35126	0,35915	0,36687	0,37440	0,6
0,4	0,37440	0,38174	0,38888	0,39581	0,40252	0,40899	0,41523	0,42120	0,42692	0,43235	0,43750	0,5
0,5	0,43750	0,44235	0,44698	0,45110	0,45497	0,45849	0,46166	0,46444	0,46684	0,46883	0,47040	0,4
0,6	0,47040	0,47154	0,47224	0,47247	0,47223	0,47149	0,47025	0,46849	0,46619	0,46333	0,45990	0,3
0,7	0,45990	0,45588	0,45126	0,44602	0,44013	0,43359	0,42638	0,41847	0,40985	0,40050	0,39040	0,2
0,8	0,39040	0,37953	0,36788	0,35542	0,34213	0,32799	0,31299	0,29710	0,28030	0,26258	0,24390	0,1
0,9	0,24390	0,22425	0,20361	0,18195	0,15925	0,13549	0,11065	0,08471	0,05763	0,02940	0,00000	0,0
		9	8	7	6	5	4	3	2	1	0	$\frac{x}{l}$

$$\omega'_P = \left(\frac{x}{l}\right)^4 - 4\left(\frac{x}{l}\right)^3 + 6\left(\frac{x}{l}\right)^2 - 5\frac{x}{l};$$

Продолжение табл. 3.111

Коэффициенты ω_P''

$$\omega_P'' = \frac{x}{l} - 2\left(\frac{x}{l}\right)^3 + \left(\frac{x}{l}\right)^4$$

$\frac{x}{l}$	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0,0	0,00000	0,01000	0,01998	0,02995	0,03987	0,04976	0,05958	0,06934	0,07902	0,08861
0,1	0,09810	0,10748	0,11675	0,12589	0,13490	0,14376	0,15246	0,16101	0,16939	0,17759
0,2	0,18560	0,19342	0,20105	0,20846	0,21567	0,22266	0,22942	0,23595	0,24224	0,24829
0,3	0,25410	0,25965	0,26495	0,26999	0,27476	0,27926	0,28348	0,28744	0,29111	0,29450
0,4	0,29760	0,30042	0,30294	0,30517	0,30711	0,30876	0,31010	0,31115	0,31190	0,31235
0,5	0,31250	0,31235	0,31190	0,31115	0,31010	0,30876	0,30711	0,30517	0,30294	0,30042
0,6	0,29760	0,29450	0,29111	0,28744	0,28348	0,27926	0,27476	0,26999	0,26495	0,25965
0,7	0,25410	0,24829	0,24224	0,23595	0,22942	0,22266	0,21567	0,20846	0,20105	0,19342
0,8	0,18560	0,17759	0,16939	0,16101	0,15246	0,14376	0,13490	0,12589	0,11675	0,10748
0,9	0,09810	0,08861	0,07902	0,06934	0,05958	0,04976	0,03987	0,02995	0,01998	0,01000

ОДНОЭТАЖНЫЕ РАМЫ СО СТУПЕНЧАТЫМИ СТОЙКАМИ И ЗАЩЕМЛЕННЫМИ ОПОРАМИ

Ниже приводятся формулы для расчета следующих типов рам:

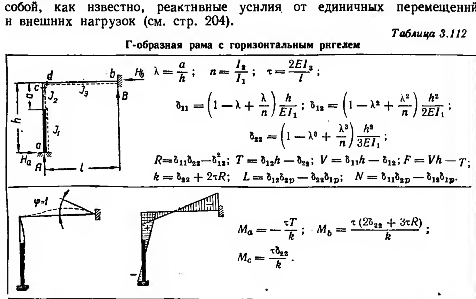
1) Г-образной с горизонтальным ригелем,
2) Г-образной с наклонным ригелем,
3) Т-образной,
4) П-образной,
5) П-образной с ломаным ригелем.

Формулы позволяют рассчитывать указанные типы рам на действие большинства практически встречающихся видов нагрузки и единичных перемещений опор.

Формулы могут быть использованы при расчете методом деформаций рамных поперечников, включающих Г-образные, Т-образные и П-образные рамы. В этом случае с помощью формул легко вычисляются коэффициенты канонических уравнений метода деформаций, представляющих собой, как известно, реактивные усилия от единичных перемещений и внешних нагрузок (см. стр. 204).

Таблица 3.112

Г-образная рама с горизонтальным ригелем



$$\lambda = \frac{a}{h}; \quad n = \frac{I_2}{I_1}; \quad \tau = \frac{2EI_3}{l};$$

$$\delta_{11} = \left(1 - \lambda + \frac{\lambda}{n}\right)\frac{h}{EI_1}; \quad \delta_{12} = \left(1 - \lambda^2 + \frac{\lambda^2}{n}\right)\frac{h^2}{2EI_1};$$

$$\delta_{22} = \left(1 - \lambda^3 + \frac{\lambda^3}{n}\right)\frac{h^3}{3EI_1};$$

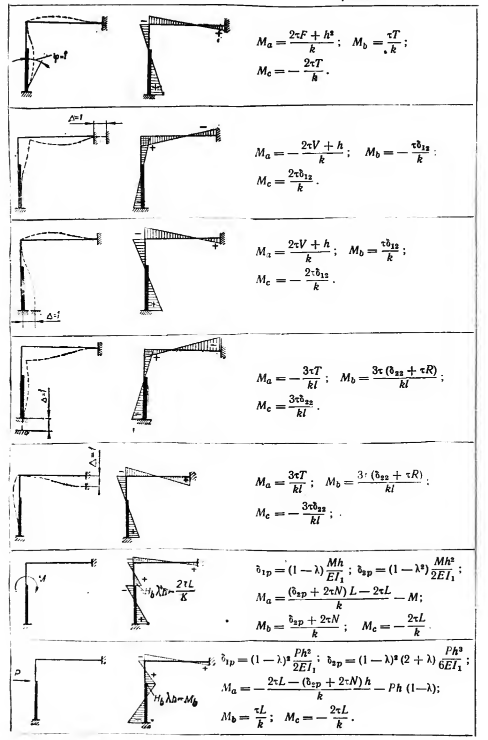
$$R = \delta_{11}\delta_{22} - \delta_{12}^2; \quad T = \delta_{12}h - \delta_{22}; \quad V = \delta_{11}h - \delta_{12}; \quad F = Vh - T;$$

$$k = \delta_{22} + 2\tau R; \quad L = \delta_{12}\delta_{2p} - \delta_{22}\delta_{1p}; \quad N = \delta_{11}\delta_{2p} - \delta_{12}\delta_{1p}.$$

$$M_a = -\frac{\tau T}{k}; \quad M_b = \frac{\tau(2\delta_{22} + 3\tau R)}{k};$$

$$M_c = \frac{\tau\delta_{22}}{k}.$$

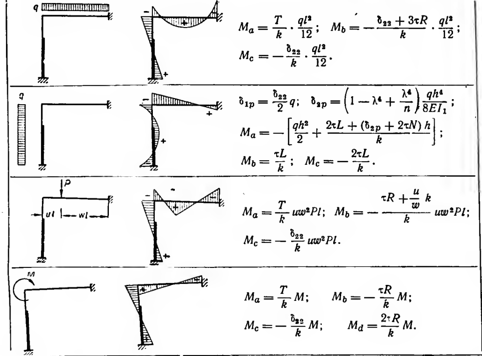
Продолжение табл. 3.112



$M_a = \frac{2\tau F + h^2}{k}$; $M_b = \frac{\tau T}{k}$; $M_c = -\frac{2\tau T}{k}$.
$M_a = -\frac{2\tau V + h}{k}$; $M_b = -\frac{\tau\delta_{12}}{k}$; $M_c = \frac{2\tau\delta_{12}}{k}$.
$M_a = \frac{2\tau V + h}{k}$; $M_b = \frac{\tau\delta_{12}}{k}$; $M_c = -\frac{2\tau\delta_{12}}{k}$.
$M_a = -\frac{3\tau T}{kl}$; $M_b = \frac{3\tau(\delta_{22} + \tau R)}{kl}$; $M_c = \frac{3\tau\delta_{22}}{kl}$.
$M_a = \frac{3\tau T}{kl}$; $M_b = \frac{3\tau(\delta_{22} + \tau R)}{kl}$; $M_c = -\frac{3\tau\delta_{22}}{kl}$;
$\delta_{1p} = (1-\lambda)\frac{Mh}{EI_1}$; $\delta_{2p} = (1-\lambda^2)\frac{Mh^2}{2EI_1}$; $M_a = \frac{(\delta_{2p} + 2\tau N)L - 2\tau L}{k} - M$; $M_b = \frac{\delta_{2p} + 2\tau N}{k}$; $M_c = -\frac{2\tau L}{k}$.
$\delta_{1p} = (1-\lambda)^2\frac{Ph^2}{2EI_1}$; $\delta_{2p} = (1-\lambda)^2(2+\lambda)\frac{Ph^3}{6EI_1}$; $M_a = -\frac{2\tau L - (\delta_{2p} + 2\tau N)h}{k} - Ph(1-\lambda)$; $M_b = \frac{\tau L}{k}$; $M_c = -\frac{2\tau L}{k}$.



Продолжение табл. 3.112



$$M_a = \frac{T}{k}\cdot\frac{ql^2}{12}; \quad M_b = -\frac{\delta_{22}+3\tau R}{k}\cdot\frac{ql^2}{12};$$

$$M_c = -\frac{\delta_{22}}{k}\cdot\frac{ql^2}{12}.$$

$$\delta_{1p} = \frac{\delta_{22}}{2}q; \quad \delta_{2p} = \left(1-\lambda^4+\frac{\lambda^4}{n}\right)\frac{qh^4}{8EI_1};$$

$$M_a = -\left[\frac{qh^2}{2}+\frac{2\tau L+(\delta_{2p}+2\tau N)\,h}{k}\right];$$

$$M_b = \frac{\tau L}{k}; \quad M_c = -\frac{2\tau L}{k}.$$

$$M_a = \frac{T}{k}uw^2Pl; \quad M_b = -\frac{\tau R+\frac{u}{w}k}{k}uw^2Pl;$$

$$M_c = -\frac{\delta_{22}}{k}uw^2Pl.$$

$$M_a = \frac{T}{k}M; \quad M_b = -\frac{\tau R}{k}M;$$

$$M_c = -\frac{\delta_{22}}{k}M; \quad M_d = \frac{2\tau R}{k}M.$$

Таблица 3.113

Г-образная рама с наклонным ригелем

$$\lambda = \frac{a}{h}; \quad n = \frac{I_2}{I_1}; \quad \tau = \frac{2EI_3}{S};$$

$$\delta_{11} = \left(1-\lambda+\frac{\lambda}{h}\right)\frac{h}{EI_1}; \quad \delta_{12} = \left(1-\lambda^2+\frac{\lambda^2}{n}\right)\frac{h^2}{2EI_1};$$

$$\delta_{22} = \left(1-\lambda^3+\frac{\lambda^3}{n}\right)\frac{h^3}{3EI_1};$$

$$R = \delta_{11}\delta_{22}-\delta_{12}^2; \quad T = \delta_{12}h-\delta_{22}; \quad V = \delta_{11}h-\delta_{12};$$

$$F = Vh-T; \quad K = \delta_{22}+2\tau R; \quad L = \delta_{12}\delta_{2p}-\delta_{22}\delta_{1p};$$

$$N = \delta_{11}\delta_{2p}-\delta_{12}\delta_{1p}.$$

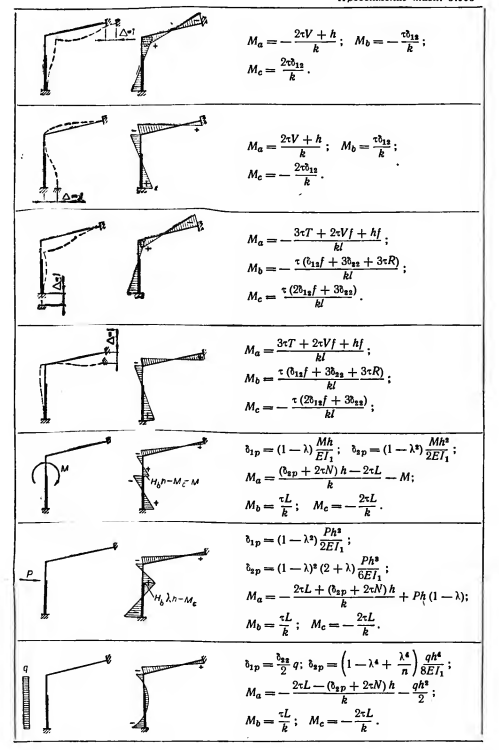
$$M_a = -\frac{\tau T}{k}; \quad M_B = -\frac{\tau(2\delta_{22}+3\tau R)}{k};$$

$$M_c = \frac{\tau\delta_{22}}{k};$$

$$M_a = \frac{2\tau F+h^2}{k}; \quad M_b = \frac{\tau T}{k};$$

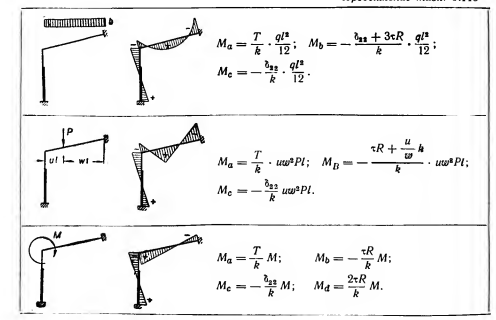
$$M_c = -\frac{2\tau T}{k}.$$

Продолжение табл. 3.113



1	$M_a = -\frac{2\tau V + h}{k}$; $M_b = -\frac{\tau\delta_{12}}{k}$; $M_c = \frac{2\tau\delta_{12}}{k}$.
2	$M_a = \frac{2\tau V + h}{k}$; $M_b = \frac{\tau\delta_{12}}{k}$; $M_c = -\frac{2\tau\delta_{12}}{k}$.
3	$M_a = -\frac{3\tau T + 2\tau V f + hf}{kl}$; $M_b = -\frac{\tau(\delta_{12} f + 3\delta_{22} + 3\tau R)}{kl}$; $M_c = \frac{\tau(2\delta_{12} f + 3\delta_{22})}{kl}$.
4	$M_a = \frac{3\tau T + 2\tau V f + hf}{kl}$; $M_b = \frac{\tau(\delta_{12} f + 3\delta_{22} + 3\tau R)}{kl}$; $M_c = -\frac{\tau(2\delta_{12} f + 3\delta_{22})}{kl}$;
5	$\delta_{1p} = (1-\lambda)\frac{Mh}{EI_1}$; $\delta_{2p} = (1-\lambda^2)\frac{Mh^2}{2EI_1}$; $M_a = \frac{(\delta_{2p} + 2\tau N)h - 2\tau L}{k} - M$; $M_b = \frac{\tau L}{k}$; $M_c = -\frac{2\tau L}{k}$.
6	$\delta_{1p} = (1-\lambda^2)\frac{Ph^2}{2EI_1}$; $\delta_{2p} = (1-\lambda)^2(2+\lambda)\frac{Ph^3}{6EI_1}$; $M_a = -\frac{2\tau L + (\delta_{2p} + 2\tau N)h}{k} + Ph(1-\lambda)$; $M_b = \frac{\tau L}{k}$; $M_c = -\frac{2\tau L}{k}$.
7	$\delta_{1p} = \frac{\delta_{22}}{2}q$; $\delta_{2p} = \left(1 - \lambda^4 + \frac{\lambda^4}{n}\right)\frac{qh^4}{8EI_1}$; $M_a = -\frac{2\tau L - (\delta_{2p} + 2\tau N)h}{k} - \frac{qh^2}{2}$; $M_b = \frac{\tau L}{k}$; $M_c = -\frac{2\tau L}{k}$.

Продолжение табл. 3.113



$$M_a = \frac{T}{k} \cdot \frac{ql^2}{12}; \quad M_b = -\frac{\delta_{22} + 3\tau R}{k} \cdot \frac{ql^2}{12};$$

$$M_c = -\frac{\delta_{22}}{k} \cdot \frac{ql^2}{12}.$$

$$M_a = \frac{T}{k} \cdot uw^2 Pl; \quad M_B = -\frac{\tau R + \frac{u}{w} k}{k} \cdot uw^2 Pl;$$

$$M_c = -\frac{\delta_{22}}{k} uw^2 Pl.$$

$$M_a = \frac{T}{k} M; \qquad M_b = -\frac{\tau R}{k} M;$$

$$M_c = -\frac{\delta_{22}}{k} M; \qquad M_d = \frac{2\tau R}{k} M.$$

Таблица 3.114

Т-образная рама

$$\lambda = \frac{a}{h}; \quad n = \frac{I_2}{I_1}; \quad \tau_1 = \frac{2EI_3}{l_1}; \quad \tau_2 = \frac{2EI_4}{l_2};$$

$$\delta_{11} = \left(1 - \lambda + \frac{\lambda}{n}\right) \frac{h}{EI_1}; \quad \delta_{12} = \left(1 - \lambda^2 + \frac{\lambda^2}{n}\right) \frac{h^2}{2EI_1};$$

$$\delta_{22} = \left(1 - \lambda^3 + \frac{\lambda^3}{n}\right) \frac{h^3}{3EI_1};$$

$$R = \delta_{11}\delta_{22} - \delta_{12}^2; \quad T = \delta_{12}h - \delta_{22}; \quad V = \delta_{11}h - \delta_{12};$$

$$F = Vh - T; \quad k = \delta_{22} + 2\tau_1 R + 2\tau_2 R;$$

$$L = \delta_{12}\delta_{2p} - \delta_{22}\delta_{1p}; \quad N = \delta_{11}\delta_{2p} - \delta_{12}\delta_{1p}.$$

$$M_a = \frac{\tau_1 (2k - \tau_1 R)}{k};$$

$$M_d = -\frac{\tau_1 (k - 2\tau_1 R)}{k};$$

$$M_b = \frac{\tau_1 \tau_2 R}{k}; \quad M_e = -\frac{2\tau_1 \tau_2 R}{k};$$

$$M_c = -\frac{\tau_1 T}{k}; \quad M_f = \frac{\tau_1 \delta_{22}}{k}.$$

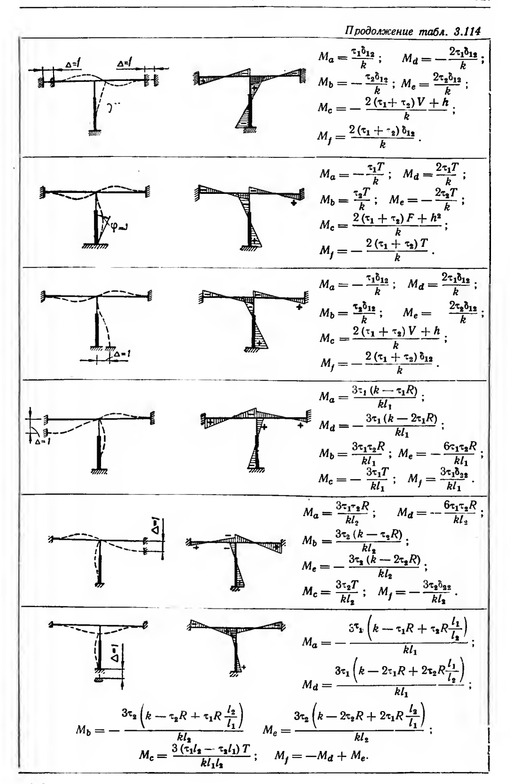
$$M_a = -\frac{\tau_1 \tau_2 R}{k}; \qquad M_d = \frac{2\tau_1 \tau_2 R}{k};$$

$$M_b = -\frac{\tau_2 (2k - \tau_2 R)}{k};$$

$$M_e = \frac{\tau_2 (k - 2\tau_2 R)}{k};$$

$$M_c = -\frac{\tau_2 T}{k}; \qquad M_f = \frac{\tau_2 \delta_{22}}{k}.$$

Продолжение табл. 3.114



$M_a = \frac{\tau_1 \delta_{12}}{k}$; $M_d = -\frac{2\tau_1\delta_{12}}{k}$;
$M_b = -\frac{\tau_2 \delta_{12}}{k}$; $M_e = \frac{2\tau_2\delta_{12}}{k}$;
$M_c = -\frac{2(\tau_1 + \tau_2) V + h}{k}$;
$M_f = \frac{2(\tau_1 + \tau_2)\delta_{12}}{k}$.

$M_a = -\frac{\tau_1 T}{k}$; $M_d = \frac{2\tau_1 T}{k}$;
$M_b = \frac{\tau_2 T}{k}$; $M_e = -\frac{2\tau_2 T}{k}$;
$M_c = \frac{2(\tau_1 + \tau_2) F + h^2}{k}$;
$M_f = -\frac{2(\tau_1 + \tau_2) T}{k}$.

$M_a = -\frac{\tau_1 \delta_{12}}{k}$; $M_d = \frac{2\tau_1\delta_{12}}{k}$;
$M_b = \frac{\tau_2 \delta_{12}}{k}$; $M_e = \frac{2\tau_2\delta_{12}}{k}$;
$M_c = \frac{2(\tau_1 + \tau_2) V + h}{k}$;
$M_f = -\frac{2(\tau_1 + \tau_2)\delta_{12}}{k}$.

$M_a = \frac{3\tau_1 (k - \tau_1 R)}{kl_1}$;
$M_d = -\frac{3\tau_1 (k - 2\tau_1 R)}{kl_1}$;
$M_b = \frac{3\tau_1\tau_2 R}{kl_1}$; $M_e = -\frac{6\tau_1\tau_2 R}{kl_1}$;
$M_c = -\frac{3\tau_1 T}{kl_1}$; $M_f = \frac{3\tau_1\delta_{22}}{kl_1}$.

$M_a = \frac{3\tau_1\tau_2 R}{kl_2}$; $M_d = -\frac{6\tau_1\tau_2 R}{kl_2}$;
$M_b = \frac{3\tau_2 (k - \tau_2 R)}{kl_2}$;
$M_e = -\frac{3\tau_2 (k - 2\tau_2 R)}{kl_2}$;
$M_c = \frac{3\tau_2 T}{kl_2}$; $M_f = -\frac{3\tau_2\delta_{22}}{kl_2}$.

$$M_a = -\frac{3\tau_1 \left(k - \tau_1 R + \tau_2 R \frac{l_1}{l_2}\right)}{kl_1};$$
$$M_d = \frac{3\tau_1 \left(k - 2\tau_1 R + 2\tau_2 R \frac{l_1}{l_2}\right)}{kl_1};$$
$$M_b = -\frac{3\tau_2 \left(k - \tau_2 R + \tau_1 R \frac{l_2}{l_1}\right)}{kl_2} \qquad M_e = \frac{3\tau_2 \left(k - 2\tau_2 R + 2\tau_1 R \frac{l_2}{l_1}\right)}{kl_2};$$
$$M_c = \frac{3(\tau_1 l_2 - \tau_2 l_1) T}{kl_1 l_2}; \quad M_f = -M_d + M_e.$$

Продолжение табл. 3.114

$$\delta_{1p} = (1-\lambda)\frac{Mh}{EI_1}; \quad \delta_{2p} = (1-\lambda^2)\frac{Mh^2}{2EI_1};$$

$$M_a = -\frac{\tau_1 L}{k};$$

$$M_c = \frac{2(\tau_1+\tau_2)N + \delta_{2p}}{k}h - M_f - M; \quad M_b = \frac{\tau_2 L}{k}; \quad M_d = \frac{2\tau_1 L}{k};$$

$$M_e = -\frac{2\tau_2 L}{k}; \quad M_f = -M_d + M_e.$$

$$\delta_{1p} = (1-\lambda)^2\frac{Ph^2}{2EI_1};$$

$$\delta_{2p} = (1-\lambda)^2(2+\lambda)\frac{Ph^3}{6EI_1};$$

$$M_a = -\frac{\tau_1 L}{k}; \quad M_c = \frac{2(\tau_1+\tau_2)N + \delta_{2p}}{k}h - Ph(1-\lambda) - M_f;$$

$$M_b = \frac{\tau_2 L}{k}; \quad M_d = \frac{2\tau_1 L}{k}; \quad M_e = -\frac{2\tau_2 L}{k}; \quad M_f = -M_d + M_e.$$

$$M_a = -\frac{k+\tau_1 R}{k}\cdot\frac{ql_1^2}{12};$$

$$M_d = -\frac{k-2\tau_1 R}{k}\cdot\frac{ql_1^2}{12};$$

$$M_b = \frac{\tau_2 R}{k}\cdot\frac{ql_1^2}{12}; \quad M_e = -\frac{2\tau_2 R}{k}\cdot\frac{ql_1^2}{12}; \quad M_c = -\frac{T}{k}\cdot\frac{ql_1^2}{12}; \quad M_f = \frac{\delta_{22}}{k}\cdot\frac{ql_1^2}{12}.$$

$$M_a = \frac{\tau_1 R}{k}\cdot\frac{ql_2^2}{12};$$

$$M_d = -\frac{2\tau_1 R}{k}\cdot\frac{ql_2^2}{12};$$

$$M_b = -\frac{k+\tau_2 R}{k}\cdot\frac{ql_2^2}{12}; \quad M_e = -\frac{k-2\tau_2 R}{k}\cdot\frac{ql_2^2}{12}; \quad M_c = \frac{T}{k}\cdot\frac{ql_2^2}{12}; \quad M_f = -\frac{\delta_{22}}{k}\cdot\frac{ql_2^2}{12}.$$

$$M_a = -\frac{k\cdot\frac{w}{u} + \tau_1 R}{k}\cdot u^2wPl_1;$$

$$M_d = -\frac{k-2\tau_1 R}{k}u^2wPl_1;$$

$$M_b = \frac{\tau_2 R}{k}\cdot u^2wPl_1; \quad M_e = -\frac{2\tau_2 R}{k}\cdot u^2wPl_1; \quad M_c = -\frac{T}{k}u^2wPl_1; \quad M_f = \frac{\delta_{22}}{k}u^2wPl_1.$$

$$M_a = \frac{\tau_1 R}{k}uw^2Pl_2;$$

$$M_d = -\frac{2\tau_1 R}{k}uw^2Pl_2;$$

$$M_b = -\frac{k\frac{u}{w} + \tau_2 R}{k}uw^2Pl_2; \quad M_e = -\frac{k-2\tau_2 R}{k}uw^2Pl_2;$$

$$M_c = \frac{T}{k}uw^2Pl_2; \quad M_f = -\frac{\delta_{22}}{k}uw^2Pl_2.$$

Таблица 3.115

П-образная рама с переменной жесткостью стоек

$$\lambda = \frac{a}{h}; \quad n = \frac{I_2}{I_1}; \quad \tau = \frac{2EI_3}{l};$$

$$\delta_{11} = \left(1 - \lambda + \frac{\lambda}{n}\right)\frac{h}{EI_1}; \quad \delta_{12} = \left(1 - \lambda^2 + \frac{\lambda^2}{n}\right)\frac{h^2}{2EI_1};$$

$$\delta_{22} = \left(1 - \lambda^3 + \frac{\lambda^3}{n}\right)\frac{h^3}{3EI_1};$$

$$R = \delta_{11}\delta_{22} - \delta_{12}^2; \quad T = \delta_{12}h - \delta_{22}; \quad V = \delta_{11}h - \delta_{12};$$

$$F = Vh - T; \quad U = \delta_{22} + \tau R; \quad L = \delta_{12}\delta_{2p} - \delta_{22}\delta_{1p};$$

$$N = \delta_{11}\delta_{2p} - \delta_{12}\delta_{1p}; \quad \Delta_{22} = \frac{\delta_{11}}{2}l^2 + \frac{l^2}{6\tau}.$$

$$M_a = M_b = \frac{\tau V + h}{2U};$$

$$M_d = M_e = -\frac{\tau\delta_{12}}{2U}.$$

$$\begin{matrix} M_a \\ M_b \end{matrix} = \frac{\tau F + h^2}{2U} \pm \frac{l^2}{4\Delta_{22}};$$

$$\begin{matrix} M_d \\ M_e \end{matrix} = -\frac{\tau T}{2U} \pm \frac{l^2}{4\Delta_{22}}.$$

$$\begin{matrix} M_a \\ M_b \end{matrix} = \pm \frac{l}{2\Delta_{22}};$$

$$\begin{matrix} M_d \\ M_e \end{matrix} = \pm \frac{l}{2\Delta_{22}}.$$

$$\delta_{1p} = (1 - \lambda)\frac{Mh}{EI_1}; \quad \delta_{2p} = (1 - \lambda^2)\frac{Mh^2}{2EI_1};$$

$$\Delta_{2p} = \frac{\delta_{1p}}{2}l;$$

$$M_a = \frac{(\delta_{2p} + \tau N)h - \tau L}{2U} + \frac{l\Delta_{2p}}{2\Delta_{22}} - M;$$

$$M_b = \frac{(\delta_{2p} + \tau N)h + \tau L}{2U} - \frac{l\Delta_{2p}}{2\Delta_{22}}; \quad \begin{matrix} M_d \\ M_e \end{matrix} = \pm \frac{l\Delta_{2p}}{2\Delta_{22}} - \frac{\tau L}{2U}.$$

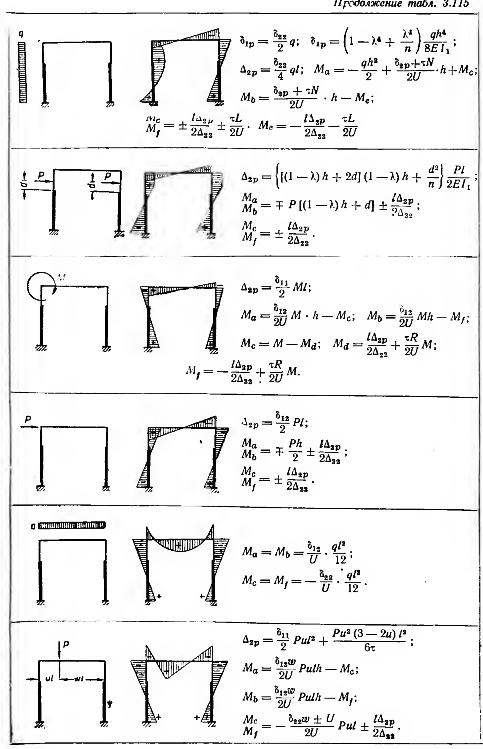
$$\delta_{1p} = (1 - \lambda)^2\frac{Ph^2}{2EI_1};$$

$$\delta_{2p} = (1 - \lambda)^2(2 + \lambda)\frac{Ph^3}{6EI_1};$$

$$\Delta_{2p} = \frac{\delta_{1p}}{2}l;$$

$$M_a = -\frac{\delta_{2p} + \tau N}{2U}h + M_d - Ph(1 - \lambda); \quad M_b = \frac{\delta_{2p} + \tau N}{2U}h - M_c; \quad \begin{matrix} M_d \\ M_e \end{matrix} = \pm \frac{l\Delta_{2p}}{2\Delta_{22}} - \frac{\tau L}{2U}.$$

Продолжение табл. 3.115



$$\delta_{1p} = \frac{\delta_{22}}{2} q; \quad \delta_{2p} = \left(1 - \lambda^4 + \frac{\lambda^4}{n}\right) \frac{qh^4}{8EI_1};$$

$$\Delta_{2p} = \frac{\delta_{22}}{4} ql; \quad M_a = -\frac{qh^2}{2} + \frac{\delta_{2p} + \tau N}{2U} \cdot h + M_c;$$

$$M_b = \frac{\delta_{2p} + \tau N}{2U} \cdot h - M_e;$$

$$\begin{matrix} M_c \\ M_f \end{matrix} = \pm \frac{l\Delta_{2p}}{2\Delta_{22}} \pm \frac{\tau L}{2U} \cdot \quad M_e = -\frac{l\Delta_{2p}}{2\Delta_{22}} - \frac{\tau L}{2U}$$

$$\Delta_{2p} = \left\{[(1-\lambda)h + 2d](1-\lambda)h + \frac{d^2}{n}\right\} \frac{Pl}{2EI_1};$$

$$\begin{matrix} M_a \\ M_b \end{matrix} = \mp P[(1-\lambda)h + d] \pm \frac{l\Delta_{2p}}{2\Delta_{22}};$$

$$\begin{matrix} M_c \\ M_f \end{matrix} = \pm \frac{l\Delta_{2p}}{2\Delta_{22}}.$$

$$\Delta_{2p} = \frac{\delta_{11}}{2} Ml;$$

$$M_a = \frac{\delta_{12}}{2U} M \cdot h - M_c; \quad M_b = \frac{\delta_{12}}{2U} Mh - M_f;$$

$$M_c = M - M_d; \quad M_d = \frac{l\Delta_{2p}}{2\Delta_{22}} + \frac{\tau R}{2U} M;$$

$$M_f = -\frac{l\Delta_{2p}}{2\Delta_{22}} + \frac{\tau R}{2U} M.$$

$$\Delta_{2p} = \frac{\delta_{12}}{2} Pl;$$

$$\begin{matrix} M_a \\ M_b \end{matrix} = \mp \frac{Ph}{2} \pm \frac{l\Delta_{2p}}{2\Delta_{22}};$$

$$\begin{matrix} M_c \\ M_f \end{matrix} = \pm \frac{l\Delta_{2p}}{2\Delta_{22}}.$$

$$M_a = M_b = \frac{\delta_{12}}{U} \cdot \frac{ql^2}{12};$$

$$M_c = M_f = -\frac{\delta_{22}}{U} \cdot \frac{ql^2}{12}.$$

$$\Delta_{2p} = \frac{\delta_{11}}{2} Pul^2 + \frac{Pu^2(3-2u)l^2}{6\tau};$$

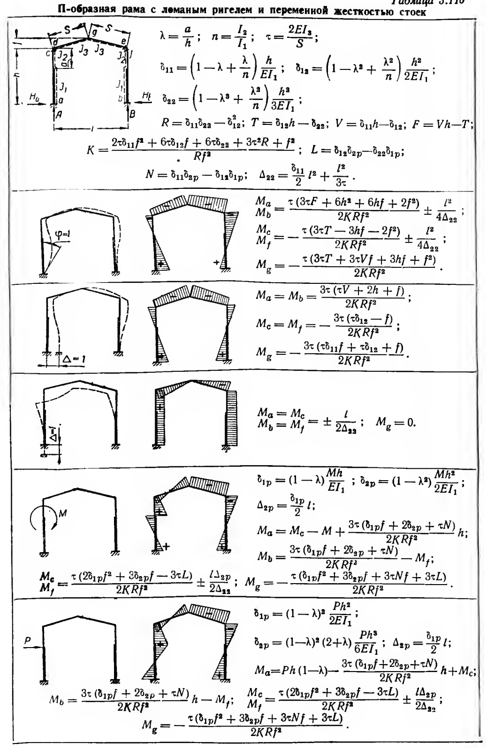
$$M_a = \frac{\delta_{12}w}{2U} Pulh - M_c;$$

$$M_b = \frac{\delta_{12}w}{2U} Pulh - M_f;$$

$$\begin{matrix} M_c \\ M_f \end{matrix} = -\frac{\delta_{22}w \pm U}{2U} Pul \pm \frac{l\Delta_{2p}}{2\Delta_{22}}.$$

Таблица 3.116

П-образная рама с ломаным ригелем и переменной жесткостью стоек



$$\lambda = \frac{a}{h};\quad n = \frac{I_2}{I_1};\quad \tau = \frac{2EI_3}{S};$$

$$\delta_{11} = \left(1 - \lambda + \frac{\lambda}{n}\right)\frac{h}{EI_1};\quad \delta_{12} = \left(1 - \lambda^2 + \frac{\lambda^2}{n}\right)\frac{h^2}{2EI_1};$$

$$\delta_{22} = \left(1 - \lambda^3 + \frac{\lambda^3}{n}\right)\frac{h^3}{3EI_1};$$

$$R = \delta_{11}\delta_{22} - \delta_{12}^2;\quad T = \delta_{12}h - \delta_{22};\quad V = \delta_{11}h - \delta_{12};\quad F = Vh - T;$$

$$K = \frac{2\tau\delta_{11}f^2 + 6\tau\delta_{12}f + 6\tau\delta_{22} + 3\tau^2R + f^2}{Rf^2};\quad L = \delta_{12}\delta_{2p} - \delta_{22}\delta_{1p};$$

$$N = \delta_{11}\delta_{2p} - \delta_{12}\delta_{1p};\quad \Delta_{22} = \frac{\delta_{11}}{2}l^2 + \frac{l^2}{3\tau}.$$

$$\begin{matrix}M_a\\M_b\end{matrix} = \frac{\tau(3\tau F + 6h^2 + 6hf + 2f^2)}{2KRf^2} \pm \frac{l^2}{4\Delta_{22}};$$

$$\begin{matrix}M_c\\M_f\end{matrix} = -\frac{\tau(3\tau T - 3hf - 2f^2)}{2KRf^2} \pm \frac{l^2}{4\Delta_{22}};$$

$$M_g = -\frac{\tau(3\tau T + 3\tau Vf + 3hf + f^2)}{2KRf^2}.$$

$$M_a = M_b = \frac{3\tau(\tau V + 2h + f)}{2KRf^2};$$

$$M_c = M_f = -\frac{3\tau(\tau\delta_{12} - f)}{2KRf^2};$$

$$M_g = -\frac{3\tau(\tau\delta_{11}f + \tau\delta_{12} + f)}{2KRf^2}.$$

$$\begin{matrix}M_a = M_c\\M_b = M_f\end{matrix} = \pm\frac{l}{2\Delta_{22}};\quad M_g = 0.$$

$$\delta_{1p} = (1 - \lambda)\frac{Mh}{EI_1};\quad \delta_{2p} = (1 - \lambda^2)\frac{Mh^2}{2EI_1};$$

$$\Delta_{2p} = \frac{\delta_{1p}}{2}l;$$

$$M_a = M_c - M + \frac{3\tau(\delta_{1p}f + 2\delta_{2p} + \tau N)}{2KRf^2}h;$$

$$M_b = \frac{3\tau(\delta_{1p}f + 2\delta_{2p} + \tau N)}{2KRf^2} - M_f;$$

$$\begin{matrix}M_c\\M_f\end{matrix} = \frac{\tau(2\delta_{1p}f^2 + 3\delta_{2p}f - 3\tau L)}{2KRf^2} \pm \frac{l\Delta_{2p}}{2\Delta_{22}};\quad M_g = -\frac{\tau(\delta_{1p}f^2 + 3\delta_{2p}f + 3\tau Nf + 3\tau L)}{2KRf^2}.$$

$$\delta_{1p} = (1 - \lambda)^2\frac{Ph^2}{2EI_1};$$

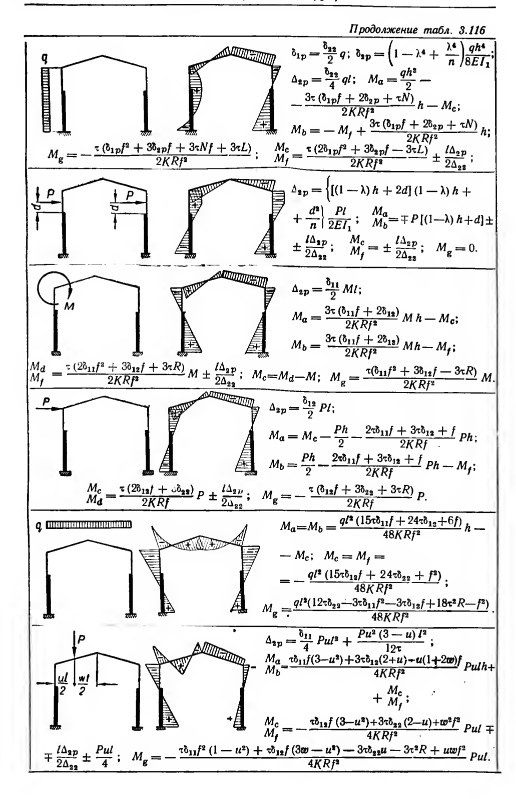
$$\delta_{2p} = (1 - \lambda)^2(2 + \lambda)\frac{Ph^3}{6EI_1};\quad \Delta_{2p} = \frac{\delta_{1p}}{2}l;$$

$$M_a = Ph(1 - \lambda) - \frac{3\tau(\delta_{1p}f + 2\delta_{2p} + \tau N)}{2KRf^2}h + M_c;$$

$$M_b = \frac{3\tau(\delta_{1p}f + 2\delta_{2p} + \tau N)}{2KRf^2}h - M_f;\quad \begin{matrix}M_c\\M_f\end{matrix} = \frac{\tau(2\delta_{1p}f^2 + 3\delta_{2p}f - 3\tau L)}{2KRf^2} \pm \frac{l\Delta_{2p}}{2\Delta_{22}};$$

$$M_g = -\frac{\tau(\delta_{1p}f^2 + 3\delta_{2p}f + 3\tau Nf + 3\tau L)}{2KRf^2}.$$

Продолжение табл. 3.116



$$\delta_{1p}=\frac{\delta_{22}}{2}q;\quad \delta_{2p}=\left(1-\lambda^4+\frac{\lambda^4}{n}\right)\frac{qh^4}{8EI_1};$$

$$\Delta_{2p}=\frac{\delta_{22}}{4}ql;\quad M_a=\frac{qh^2}{2}-\frac{3\tau(\delta_{1p}f+2\delta_{2p}+\tau N)}{2KRf^2}h-M_c;$$

$$M_b=-M_f+\frac{3\tau(\delta_{1p}f+2\delta_{2p}+\tau N)}{2KRf^2}h;$$

$$M_g=-\frac{\tau(\delta_{1p}f^2+3\delta_{2p}f+3\tau Nf+3\tau L)}{2KRf^2};\quad \begin{matrix}M_c\\M_f\end{matrix}=\frac{\tau(2\delta_{1p}f^2+3\delta_{2p}f-3\tau L)}{2KRf^2}\pm\frac{l\Delta_{2p}}{2\Delta_{22}};$$

$$\Delta_{2p}=\left\{[(1-\lambda)h+2d](1-\lambda)h+\frac{d^2}{n}\right\}\frac{Pl}{2EI_1};\quad \begin{matrix}M_a\\M_b\end{matrix}=\mp P[(1-\lambda)h+d]\pm\frac{l\Delta_{2p}}{2\Delta_{22}};\quad \begin{matrix}M_c\\M_f\end{matrix}=\pm\frac{l\Delta_{2p}}{2\Delta_{22}};\quad M_g=0.$$

$$\Delta_{2p}=\frac{\delta_{11}}{2}Ml;$$

$$M_a=\frac{3\tau(\delta_{11}f+2\delta_{12})}{2KRf^2}Mh-M_c;$$

$$M_b=\frac{3\tau(\delta_{11}f+2\delta_{12})}{2KRf^2}Mh-M_f;$$

$$\begin{matrix}M_d\\M_f\end{matrix}=\frac{\tau(2\delta_{11}f^2+3\delta_{12}f+3\tau R)}{2KRf^2}M\pm\frac{l\Delta_{2p}}{2\Delta_{22}};\quad M_c=M_d-M;\quad M_g=\frac{\tau(\delta_{11}f^2+3\delta_{12}f-3\tau R)}{2KRf^2}M.$$

$$\Delta_{2p}=\frac{\delta_{12}}{2}Pl;$$

$$M_a=M_c-\frac{Ph}{2}-\frac{2\tau\delta_{11}f+3\tau\delta_{12}+f}{2KRf}Ph;$$

$$M_b=\frac{Ph}{2}-\frac{2\tau\delta_{11}f+3\tau\delta_{12}+f}{2KRf}Ph-M_f;$$

$$\begin{matrix}M_c\\M_d\end{matrix}=\frac{\tau(2\delta_{12}f+3\delta_{22})}{2KRf}P\pm\frac{l\Delta_{2p}}{2\Delta_{22}};\quad M_g=-\frac{\tau(\delta_{12}f+3\delta_{22}+3\tau R)}{2KRf}P.$$

$$M_a=M_b=\frac{ql^2(15\tau\delta_{11}f+24\tau\delta_{12}+6f)}{48KRf^2}h-M_c;\quad M_c=M_f=-\frac{ql^2(15\tau\delta_{12}f+24\tau\delta_{22}+f^2)}{48KRf^2};$$

$$M_g=\frac{ql^2(12\tau\delta_{22}-3\tau\delta_{11}f^2-3\tau\delta_{12}f+18\tau^2R-f^2)}{48KRf^2}.$$

$$\Delta_{2p}=\frac{\delta_{11}}{4}Pul^2+\frac{Pu^2(3-u)l^2}{12\tau};$$

$$\begin{matrix}M_a\\M_b\end{matrix}=\frac{\tau\delta_{11}f(3-u^2)+3\tau\delta_{12}(2+u)+u(1+2w)f}{4KRf^2}Pulh+\begin{matrix}M_c\\M_f\end{matrix};$$

$$\begin{matrix}M_c\\M_f\end{matrix}=-\frac{\tau\delta_{12}f(3-u^2)+3\tau\delta_{22}(2-u)+w^2f^2}{4KRf^2}Pul\mp\frac{l\Delta_{2p}}{2\Delta_{22}}\pm\frac{Pul}{4};$$

$$M_g=-\frac{\tau\delta_{11}f^2(1-u^2)+\tau\delta_{12}f(3w-u^2)-3\tau\delta_{22}u-3\tau^2R+uwf^2}{4KRf^2}Pul.$$

МНОГОПРОЛЕТНЫЕ РАМЫ (ОДНО-, ДВУХ- И МНОГОЭТАЖНЫЕ)

Табл. 3.117 и 3.118 позволяют получнть точные решення для двух-, трех- и четырехпролетных одноэтажных рам с шарнирными опорами и приближенные решения для одноэтажных и многоэтажных рам с упругой и полной заделкой стоек в опорах.

Таблицы составлены для расчета рам с равными пролетами н жесткостями ригелей и равными жесткостямн стоек в каждом этаже.

Допускается пользование этими таблицамн и при неравных пролетах, еслн размеры отдельных пролетов отлнчаются не более чем на 10%.

Таблицы содержат точные значения опорных моментов в ригелях одноэтажных рам с шарнирными опорамн от загруження ригелей вертикальной нагрузкой, симметричной относнтельно середины пролета, и горизонтальной нагрузкой, равномерно распределенной по высоте крайней стойкн н сосредоточенной, действующей по осн рнгеля.

За вертикальную нагрузку на рнгеле, условно изображенную на схемах в табл. 3.118 в виде жирной лнннн, может быть прннята любая нагрузка, имеющаяся в табл. 3.117.

Опорные моменты в рнгелях для схем загружений, прнведенных в табл. 3.118, можно получить умножением таблнчных чисел на множители k из табл. 3.117 в зависимости от вида нагрузки, действующей на ригель. Коэффициенты табл. 3.118 для определення моментов для заданной рамы находят по параметру

$$\eta = \frac{i_{\text{рнг}}}{i_{\text{ст}}}.$$

Таблица 3.117

Грузовые коэффнциенты и изгибающие моменты однопролетных свободнолежащих балок

Вид нагрузки	Коэффициент k	Моменты M_0
Равномерная нагрузка p по всему пролету l (схема: x, l, p)	$k = 0{,}25pl^2$;	$M_{0x} = 0{,}5px(l - x)$, $M_0^{\max} = 0{,}125pl^2$;
Сила P в середине пролета (схема: $l/2$, $l/2$, точка 1)	$k = 0{,}375Pl$;	$M_{01} = 0{,}250Pl$;
Две силы P в третях пролета (схема: $l/3$, $l/3$, $l/3$, точки 1, 2)	$k = 0{,}6667Pl$;	$M_{01} = M_{02} = 0{,}33333Pl$;
Три силы P в четвертях пролета (схема: $l/4$, $l/4$, $l/4$, $l/4$, точки 1, 2, 3)	$k = 0{,}9375Pl$;	$M_{01} = M_{03} = 0{,}375Pl$; $M_{02} = 0{,}5Pl$;

Продолжение табл. 3.117

Вид нагрузки	Коэффициент k	Моменты M_0
$l/4$ — $l/2$ — $l/4$; 1, 2	$k = 0{,}5625Pl;$	$M_{01} = M_{02} = 0{,}25Pl;$
$l/6$ — $l/3$ — $l/3$ — $l/6$; P, P, P; 1, 2, 3	$k = 0{,}7917Pl;$	$M_{01} = M_{03} = 0{,}25Pl;$ $M_{02} = 0{,}41667Pl;$
a — b — a; P, P; 1, 2	$k = 3a\left(1 - \frac{a}{l}\right)P;$	$M_{01} = M_{02} = Pa;$
a, a, a; x; n грузов P; $a = \frac{l}{n+1}$; $x = ma$;	$k = \frac{n(n+2)}{4(n+1)} \cdot Pl;$	$M_{0x} =$ $= 0{,}5Pam(n - m + 1);$
$a/2$, a, a; x; n грузов P; $a = \frac{l}{n}$; $x = (m - 0{,}5)a;$	$k = \frac{n^2 + 0{,}5}{4n} \cdot Pl;$	$M_{0x} = 0{,}25Pa\,[2(n - m)\times$ $\times (m - 1) + n];$
p; x; a — b — a	$k = \left[1 - 6\left(\frac{a}{l}\right)^2 +\right.$ $\left. + 4\left(\frac{a}{l}\right)^3\right]\frac{pl^2}{4};$	при $x = a$; $M_{0a} = 0{,}5pab;$ при $x > a$ $M_{0x} = 0{,}5\,p\,(lx - x^2 - a^2);$ $M_0^{max} = 0{,}125p\,(l^2 - 4a^2);$

Продолжение табл. 3.117

Внд нагрузки	Коэффициент k	Моменты M_0
	$k = 0{,}15625pl^2;$	$M_{0x} =$ $= 0{,}0833p \cdot \frac{x}{l}(3l^2 - 4x^2);$ $M_0^{max} = 0{,}08333pl^2;$
	$k = \left[1 - 2\left(\frac{a}{l}\right)^2 + \left(\frac{a}{l}\right)^3\right]\frac{pl^2}{4};$	При $x = a$ $M_{0a} =$ $= 0{,}166667pa(3l - 4a).$ При $x > a$ $M_{0x} = M_{0a} +$ $+ 0{,}5p(x-a)(l-x-a);$ $M_0^{max} =$ $= 0{,}041667p(3l^2 - 4a^2).$
	$k = \frac{17}{128}pl^2;$	При $x < \frac{l}{4}$ $M_{0x} = \frac{plx}{12}\left(3 - 8\frac{x^2}{l^2}\right).$ При $x > \frac{l}{4}$ $M_{0x} = \frac{pl^2}{48}\left(-1 + 24\frac{x}{l} - 48\frac{x^2}{l^2} + 32\frac{x^3}{l^3}\right).$
	$k = \frac{15}{128}pl^2;$	При $x < \frac{l}{4}$ $M_{0x} =$ $= \frac{plx}{12}\left(3 - 6\frac{x}{l} + 8\frac{x^2}{l^2}\right).$ При $x > \frac{l}{4}$ $M_{0x} =$ $= \frac{pl^2}{48}\left(1 + 24\frac{x^2}{l^2} - 32\frac{x^3}{l^3}\right).$
	$k = \frac{3}{32}pl^2;$	$M_{0x} = \frac{plx}{2}\left(\frac{1}{2} - \frac{x}{l} + \frac{2}{3}\frac{x^2}{l^2}\right);$ $M_0^{max} = \frac{pl^2}{24}.$

Коэффициенты для определения опорных

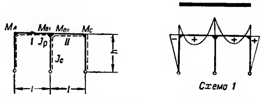
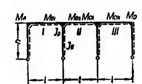


Схема 1

Пунктиром обозначены растянутые волокна

Схема нагрузки	$\eta = \frac{i_{риг}}{i_{ст}}$	0,05	0,1	0,2	0,3	0,33	0,4	0,5	0,6	0,75
1	$M_A = M_C$	0,3125	0,2941	0,2632	0,2381	0,2315	0,2174	0,2000	0,1852	0,1667
	$M_{BI} = M_{BII}$	0,3438	0,3529	0,3684	0,3810	0,3843	0,3913	0,4000	0,4074	0,4167
2	M_A	0,3150	0,2986	0,2705	0,2473	0,2411	0,2277	0,2111	0,1968	0,1786
	M_{BI}	0,3306	0,3280	0,3231	0,3187	0,3174	0,3147	0,3111	0,3079	0,3036
	M_{BII}	0,0132	0,0250	0,0453	0,0623	0,0668	0,0766	0,0889	0,0995	0,1131
	M_C	0,0025	0,0045	0,0073	0,0092	0,0096	0,0104	0,0111	0,0116	0,0119
3	M_A	0,1221	0,1196	0,1153	0,1120	0,1111	0,1093	0,1069	0,1050	0,1027
	M_{BI}	0,1221	0,1194	0,1149	0,1113	0,1103	0,1081	0,1056	0,1033	0,1004
	M_{BII}	0,1260	0,1268	0,1281	0,1291	0,1294	0,1299	0,1306	0,1311	0,1317
	M_C	0,1299	0,1343	0,1417	0,1477	0,1488	0,1527	0,1569	0,1606	0,1652
4	$M_A = -M_C$	0,2540	0,2576	0,2639	0,2692	0,2707	0,2738	0,2778	0,2813	0,2857
	$M_{BI} = -M_{BII}$	0,2460	0,2424	0,2361	0,2308	0,2293	0,2262	0,2222	0,2188	0,2143



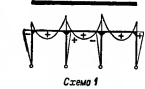


Схема 1

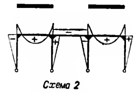


Схема 2

Пунктиром обозначены растянутые волокна

Схема нагрузки	$\eta = \frac{i_{риг}}{i_{ст}}$	0,05	0,1	0,2	0,3	0,33	0,4	0,5	0,6	0,75
1	$M_A = M_D$	0,3128	0,2951	0,2658	0,2424	0,2363	0,2231	0,2069	0,1930	0,1754
	$M_{BI} = M_{CIII}$	0,3431	0,3508	0,3620	0,3697	0,3715	0,3754	0,3793	0,3825	0,3860
	$M_{BII} = M_{CII}$	0,3336	0,3344	0,3367	0,3394	0,3402	0,3423	0,3446	0,3474	0,3509
2	$M_A = M_D$	0,3223	0,3115	0,2911	0,2727	0,2676	0,2562	0,2414	0,2281	0,2105
	$M_{BI} = M_{CIII}$	0,3232	0,3148	0,3013	0,2909	0,2883	0,2828	0,2759	0,2702	0,2632
	$M_{BII} = M_{CII}$	0,0104	0,0197	0,0354	0,0485	0,0520	0,0595	0,0690	0,0772	0,0877

изгибающих моментов в рамах *Таблица 3.118*

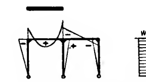


Схема 2

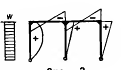


Схема 3

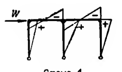


Схема 4

при положительном моменте

1,0	1,25	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	5,0	6,0	Множитель
0,1429	0,1250	0,1111	0,0909	0,0769	0,0667	0,0588	0,0526	0,0435	0,0370	$-k$
0,4286	0,4375	0,4444	0,4545	0,4615	0,4667	0,4706	0,4737	0,4783	0,4815	$-k$
0,1548	0,1366	0,1222	0,1010	0,0861	0,0750	0,0665	0,0597	0,0495	0,0423	$-k$
0,2976	0,2928	0,2889	0,2828	0,2784	0,2750	0,2723	0,2702	0,2669	0,2646	$-k$
0,1310	0,1447	0,1556	0,1717	0,1832	0,1917	0,1983	0,2035	0,2114	0,2169	$-k$
0,0119	0,0116	0,0111	0,0101	0,0092	0,0083	0,0076	0,0070	0,0060	0,0053	$+k$
0,0997	0,0975	0,0958	0,0934	0,0918	0,0906	0,0897	0,0891	0,0880	0,0872	$+wh^2$
0,0967	0,0939	0,0917	0,0884	0,0861	0,0844	0,0831	0,0820	0,0805	0,0793	$-wh^2$
0,1324	0,1329	0,1333	0,1338	0,1341	0,1344	0,1345	0,1346	0,1348	0,1349	$+wh^2$
0,1711	0,1757	0,1792	0,1844	0,1880	0,1906	0,1927	0,1943	0,1967	0,1984	$-wh^2$
0,2917	0,2963	0,3000	0,3056	0,3095	0,3125	0,3148	0,3167	0,3194	0,3214	$+Wh$
0,2083	0,2037	0,2000	0,1944	0,1905	0,1875	0,1852	0,1831	0,1806	0,1786	$-Wh$

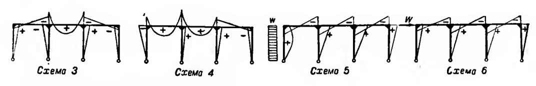


Схема 3 *Схема 4* *Схема 5* *Схема 6*

при положительном моменте

1,0	1,25	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	5,0	6,0	Множитель
0,1525	0,1351	0,1212	0,1007	0,0861	0,0753	0,0669	0,0601	0,0501	0,0429	$-k$
0,3898	0,3923	0,3939	0,3960	0,3971	0,3978	0,3983	0,3987	0,3990	0,3993	$-k$
0,3559	0,3601	0,3636	0,3691	0,3732	0,3764	0,3788	0,3808	0,3839	0,3861	$-k$
0,1864	0,1672	0,1515	0,1275	0,1101	0,0968	0,0864	0,0779	0,0652	0,0561	$-k$
0,2542	0,2476	0,2424	0,2349	0,2297	0,2258	0,2228	0,2205	0,2170	0,2145	$-k$
0,1017	0,1125	0,1212	0,1342	0,1435	0,1505	0,1560	0,1604	0,1669	0,1716	$-k$

Схема нагрузки	$\eta = \frac{i_{риг}}{i_{ст}}$	0,05	0,1	0,2	0,3	0,33	0,4	0,5	0,6	0,75
3	$M_A = M_D$	0,0095	0,0164	0,0253	0,0303	0,0313	0,0331	0,0345	0,0351	0,0351
	$M_{BI} = M_{CIII}$	0,0199	0,0361	0,0608	0,0788	0,0833	0,0926	0,1035	0,1123	0,1228
	$M_{BII} = M_{CII}$	0,3232	0,3148	0,3013	0,2909	0,2882	0,2828	0,2759	0,2702	0,2632
4	M_{BI}	0,3482	0,3601	0,3781	0,3909	0,3941	0,4007	0,4081	0,4141	0,4211
	M_{BII}	0,3388	0,3442	0,3516	0,3628	0,3652	0,3705	0,3770	0,3829	0,3904
5	M_A	0,0801	0,0774	0,0729	0,0693	0,0683	0,0663	0,0638	0,0617	0,0589
	M_{BI}	0,0815	0,0801	0,0780	0,0765	0,0761	0,0754	0,0747	0,0741	0,0734
	M_{BII}	0,0827	0,0823	0,0818	0,0815	0,0815	0,0814	0,0811	0,0813	0,0814
	M_{CII}	0,0826	0,0819	0,0805	0,0792	0,0789	0,0780	0,0773	0,0761	0,0748
	M_{CIII}	0,0852	0,0866	0,0887	0,0901	0,0905	0,0912	0,0919	0,0925	0,0932
	M_D	0,0878	0,0917	0,0982	0,1034	0,1047	0,1077	0,1112	0,1143	0,1181
6	$M_A = -M_D$	0,1719	0,1765	0,1842	0,1905	0,1921	0,1957	0,2000	0,2038	0,2083
	$M_{BI} = -M_{CIII}$	0,1667	0,1667	0,1667	0,1667	0,1667	0,1667	0,1667	0,1667	0,1667
	$M_{BII} = -M_{CII}$	0,1615	0,1569	0,1491	0,1429	0,1412	0,1377	0,1333	0,1296	0,1250

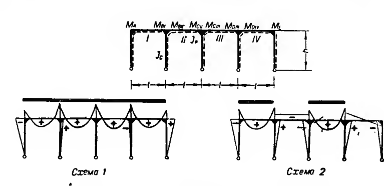


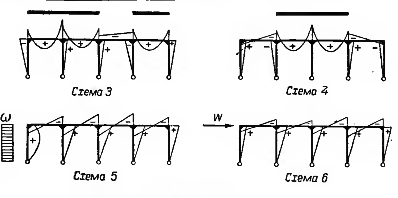
Схема 1 Схема 2

Пунктиром обозначены растянутые

Схема нагрузки	$\eta = \frac{i_{риг}}{i_{ст}}$	0,05	0,10	0,20	0,30	0,33	0,4	0,5	0,6	0,75
1	$M_A = M_E$	0,3128	0,2950	0,2656	0,2419	0,2357	0,2224	0,2059	0,1917	0,1739
	$M_{BI} = M_{DIV}$	0,3431	0,3509	0,3626	0,3110	0,3730	0,3773	0,3825	0,3863	0,3913
	$M_{BII} = M_{DIII}$	0,3339	0,3354	0,3394	0,3440	0,3455	0,3486	0,3530	0,3569	0,3628
	$M_{CII} = M_{CIII}$	0,3330	0,3323	0,3302	0,3279	0,3272	0,3256	0,3235	0,3215	0,3189

Продолжение табл. 3.118

1,0	1,25	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	5,0	6,0	Множитель
0,0339	0,0322	0,0303	0,0269	0,0239	0,0215	0,0195	0,0178	0,0152	0,0132	$+k$
0,1356	0,1447	0,1515	0,1611	0,1675	0,1720	0,1755	0,1782	0,1820	0,1848	$-k$
0,2542	0,2476	0,2424	0,2349	0,2267	0,2258	0,2228	0,2205	0,2170	0,2145	$-k$
0,4294	0,4352	0,4394	0,4452	0,4490	0,4516	0,4536	0,4551	0,4572	0,4588	$-k$
0,4003	0,4080	0,4141	0,4232	0,4297	0,4344	0,4381	0,4410	0,4454	0,4485	$-k$
0,0554	0,0526	0,0505	0,0473	0,0449	0,0433	0,0419	0,0409	0,0393	0,0381	$+wh^2$
0,0727	0,0723	0,0719	0,0716	0,0713	0,0712	0,0711	0,0711	0,0710	0,0709	$-wh^2$
0,0816	0,0818	0,0821	0,0825	0,0828	0,0831	0,0833	0,0835	0,0838	0,0840	$+wh^2$
0,0732	0,0718	0,0707	0,0691	0,0678	0,0669	0,0663	0,0657	0,0648	0,0642	$-wh^2$
0,0939	0,0943	0,0947	0,0950	0,0953	0,0954	0,0955	0,0955	0,0956	0,0957	$+wh^2$
0,1232	0,1270	0,1301	0,1345	0,1377	0,1401	0,1419	0,1433	0,1455	0,1471	$-wh^2$
0,2143	0,2188	0,2222	0,2273	0,2308	0,2333	0,2353	0,2368	0,2391	0,2407	$+Wh$
0,1667	0,1667	0,1667	0,1667	0,1667	0,1667	0,1667	0,1667	0,1667	0,1667	$-Wh$
0,1190	0,1146	0,1111	0,1061	0,1026	0,1000	0,1980	0,0965	0,0942	0,0926	$+Wh$



волокна при положительном моменте

1,0	1,25	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	5,0	6,0	Множитель
0,1507	0,1330	0,1190	0,0985	0,0839	0,0732	0,0649	0,0582	0,0485	0,0414	$-k$
0,3973	0,4015	0,4048	0,4094	0,4124	0,4149	0,4163	0,4176	0,4196	0,4209	$-k$
0,3699	0,3760	0,3810	0,3888	0,3943	0,3984	0,4016	0,4043	0,4083	0,4112	$-k$
0,3151	0,3120	0,3096	0,3059	0,3029	0,3012	0,2991	0,2979	0,2958	0,2944	$-k$

Схема нагрузки	$\eta = \frac{i_{риг}}{i_{ст}}$	0,05	0,10	0,20	0,30	0,33	0,4	0,5	0,6	0,75
2	M_A	0,3187	0,3052	0,2812	0,2605	0,2549	0,2425	0,2268	0,2130	0,1951
	M_{BI}	0,3267	0,3207	0,3103	0,3018	0,2995	0,2946	0,2886	0,2833	0,2767
	M_{BII}	0,0070	0,0142	0,0278	0,0402	0,0437	0,0514	0,0614	0,0704	0,0821
	M_{CII}	0,0138	0,0250	0,0425	0,0554	0,0587	0,0654	0,0733	0,0797	0,0874
	M_{CIII}	0,3192	0,3073	0,2877	0,2725	0,2686	0,2603	0,2502	0,2419	0,2315
	M_{DIII}	0,3268	0,3212	0,3116	0,3038	0,3017	0,2972	0,2915	0,2866	0,2807
	M_{DIV}	0,0164	0,0302	0,0522	0,0692	0,0736	0,0827	0,0938	0,1030	0,1146
	M_E	0,0059	0,0102	0,0156	0,0186	0,0192	0,0202	0,0210	0,0213	0,0212
3	M_{BI}	0,3436	0,3525	0,3671	0,3787	0,3816	0,3880	0,3958	0,4023	0,4104
	M_{BII}	0,3435	0,3523	0,3666	0,3778	0,3808	0,3870	0,3946	0,4010	0,4090
4	$M_{CII} = M_{CIII}$	0,3431	0,3509	0,3626	0,3710	0,3731	0,3773	0,3824	0,3865	0,3913
5	M_A	0,0586	0,0553	0,0498	0,0454	0,0442	0,0417	0,0386	0,0360	0,0326
	M_{BI}	0,0607	0,0592	0,0570	0,0554	0,0551	0,0543	0,0533	0,0525	0,0516
	M_{BII}	0,0626	0,0629	0,0637	0,0645	0,0648	0,0654	0,0662	0,0669	0,0679
	M_{CII}	0,0626	0,0627	0,0631	0,0635	0,0636	0,0639	0,0643	0,0647	0,0652
	M_{CIII}	0,0624	0,0623	0,0619	0,0615	0,0614	0,0611	0,0607	0,0603	0,0598
	M_{DIII}	0,0624	0,0621	0,0613	0,0605	0,0602	0,0596	0,0588	0,0581	0,0571
	M_{DIV}	0,0643	0,0658	0,0680	0,0696	0,0699	0,0707	0,0717	0,0725	0,0734
	M_E	0,0664	0,0697	0,0752	0,0796	0,0808	0,0833	0,0864	0,0890	0,0924
6	$M_A = -M_E$	0,1298	0,1340	0,1410	0,1465	0,1480	0,1511	0,1549	0,1581	0,1622
	$M_{BI} = -M_{DIV}$	0,1259	0,1266	0,1274	0,1279	0,1280	0,1282	0,1283	0,1284	0,1284
	$M_{BII} = -M_{DIII}$	0,1221	0,1195	0,1152	0,1116	0,1107	0,1087	0,1062	0,1041	0,1014
	$M_{CII} = -M_{CIII}$	0,1222	0,1199	0,1165	0,1140	0,1133	0,1121	0,1106	0,1095	0,1081

Продолжение табл. 3.118

1,0	1,25	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	5,0	6,0	Множитель
0,1710	0,1522	0,1370	0,1143	0,0980	0,0858	0,0762	0,0686	0,0572	0,0490	$-k$
0,2682	0,2617	0,2567	0,2492	0,2440	0,2403	0,2371	0,2348	0,2313	0,2288	$-k$
0,0980	0,1106	0,1207	0,1362	0,1473	0,1555	0,1619	0,1672	0,1750	0,1806	$-k$
0,0967	0,1033	0,1082	0,1152	0,1198	0,1233	0,1256	0,1275	0,1303	0,1322	$-k$
0,2184	0,2087	0,2013	0,1906	0,1831	0,1780	0,1736	0,1704	0,1656	0,1622	$-k$
0,2719	0,2654	0,2603	0,2527	0,2470	0,2429	0,2397	0,2372	0,2333	0,2306	$-k$
0,1291	0,1398	0,1481	0,1602	0,1684	0,1746	0,1792	0,1829	0,1883	0,1921	$-k$
0,0203	0,0192	0,0180	0,0159	0,0141	0,0126	0,0114	0,0104	0,0087	0,0077	$+k$
0 4207	0,4284	0,4344	0,4430	0,4490	0,4534	0,4568	0,4594	0,4634	0,4661	$-k$
0,4193	0,4270	0,4330	0,4418	0,4479	0,4524	0,4558	0,4585	0,4626	0,4654	$-k$
0,3973	0,4015	0,4048	0,4093	0,4124	0,4146	0,4163	0,4176	0,4196	0,4209	$-k$
0,0283	0,0249	0,0223	0,0185	0,0157	0,0137	0,0122	0,0109	0,0091	0,0078	$+wh^2$
0,0505	0,0497	0,0491	0,0482	0,0477	0,0473	0,0469	0,0467	0,0463	0,0461	$-wh^2$
0,0693	0,0705	0,0714	0,0729	0,0739	0,0747	0,0753	0,0758	0,0766	0,0771	$+wh^2$
0,0659	0,0665	0,0670	0,0677	0,0682	0,0686	0,0689	0,0692	0,0695	0,0698	$-wh^2$
0,0591	0,0585	0,0580	0,0573	0,0568	0,0564	0,0561	0,0558	0,0555	0,0552	$+wh^2$
0,0557	0,0545	0,0536	0,0521	0,0511	0,0503	0,0497	0,0492	0,0484	0,0479	$-wh^2$
0,0745	0,0753	0,0759	0,0767	0,0773	0,0777	0,0781	0,0783	0,0787	0,0789	$+wh^2$
0,0967	0,1001	0,1027	0,1065	0,1093	0,1113	0,1128	0,1141	0,1159	0,1172	$-wh^2$
0,1674	0,1713	0,1744	0,1789	0,1821	0,1844	0,1862	0,1876	0,1898	0,1913	$+Wh$
0,1283	0,1281	0,1279	0,1276	0,1273	0,1270	0,1269	0,1267	0,1264	0,1263	$-Wh$
0,0978	0,0951	0,0930	0,0899	0,0877	0,0861	0,0848	0,0838	0,0823	0,0813	$+Wh$
0,1065	0,1054	0,1047	0,1036	0,1029	0,1025	0,1021	0,1019	0,1015	0,1013	$-Wh$

где $i_{риг}$ — погониая жесткость ригеля;
$i_{ст}$ — погониая жесткость стойки.

Погонная жесткость стойки определяется в зависимости от способов закрепления коицов стоек и характера иагрузки на раму.

Расчет рам иа вертикальиую иагрузку

1. Одноэтажиые рамы.

Определяют табличиый параметр η, прииимая погоиную жесткость стойки равной:

при шарниршых опорах стоек (рис. 3.14, *а*)

$$i_{ст} = i_н,$$

при упругой заделке стоек в опорах (рис. 3.14, *б*)

$$i_{ст} = 1,16\, i_н,$$

при полиой заделке стоек в опорах (рис. 3.14, *в*)

$$i_{ст} = 1,33 i_н.$$

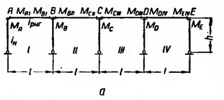
Определяют по табл. 3.118 опорные момеиты в ригелях в соответствии со схемой загружеиия и значением табличиого параметра η.

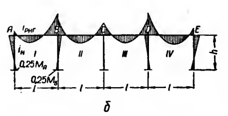
Определяют опориые момеиты в стойках рам.

Опориые момеиты в стойках, в месте их примыкаиия к ригелю, равиы разиости опориых моментов в смежиых сечеииях ригеля.

Например, для четырехпролетиой рамы (рис. 3.14, *а*):

$$M_A = M_{AI};$$
$$M_B = M_{BII} - M_{BI};$$
$$M_C = M_{CIII} - M_{CII};$$
$$M_D = M_{DIV} - M_{DIII};$$
$$M_E = M_{EIV}.$$





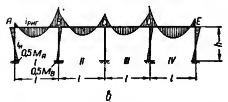


Рис. 3.14. Схема одноэтажной рамы: *а* — при шарнирном опираиии стоек; *б* — при упругом защемлении стоек; *в* — при полном защемлении стоек.

Момеиты иа коицах стоек у опор определяют умиожеиием иайдеииых иа противоположиых коицах момеитов (у ригелей) иа коэффициеиты, равиые: при упругой заделке иа опоре — 0,25 и при полиой заделке иа опоре — 0,5.

2. Двухэтажиые рамы (рис. 3.15).

Чтобы воспользоваться таблицами для определения опориых момеитов в ригелях рам, показаииых иа рис. 3.15, приводят расчет двухэтажиых рам к расчету одиоэтажиых рам.

Поэтому при определеиии табличиого параметра η принимают погоииую жесткость стойки равиой:

при шариириых опорах стоек вверху и виизу (рис. 3.15, *а*)

$$i_{ст} = i + i_н;$$

при упругой заделке стоек вверху и внизу (рис. 3.15, *б*)

$$i_{ст} = 1,16\, i_{в} + 1,16\, i_{н};$$

при полной заделке стоек вверху и внизу (рис. 3.15, *в*)

$$i_{ст} = 1,33\, i_{в} + 1,33\, i_{н};$$

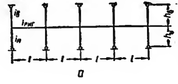
при шарнирных опорах вверху и полной заделке внизу (рис. 3.15, *г*)

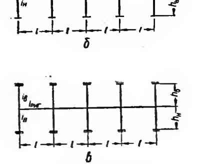
$$i_{ст} = i_{в} + 1,33\, i_{н};$$

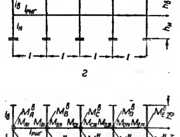
при упругой заделке стоек вверху и полной заделке стоек внизу (рис. 3.15, *д*)

$$i_{ст} = 1,16\, i_{в} + 1,33\, i_{н}.$$

По аналогии может быть определена погонная жесткость стойки и при других возможных комбинациях способов закрепления стоек в опорах.







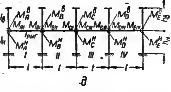


Рис. 3.15. Расчетные схемы двухэтажной рамы:

а — шарнирное опирание стоек вверху и внизу; *б* — упругое защемление стоек вверху и внизу; *в* — полное защемление стоек вверху и внизу; *г* — шарнирное опирание вверху и полное защемление внизу; *д* — упругое защемление стоек вверху и полное защемление внизу.

Опорные моменты в ригелях определяют по таблицам в соответствии со схемой нагрузки на ригеле и найденным значением табличного параметра η так же, как и для одноэтажных рам.

Опорные моменты в верхних и нижних стойках в месте их примыкания к ригелю определяют распределением разности опорных моментов в смежных сечениях ригеля пропорционально приведенным погонным жесткостям стоек.

Приведенные погонные жесткости стоек равны слагаемым, входящим в состав расчетной погонной жесткости $i_{ст}$.

Приведем в качестве примера определение некоторых опорных моментов в стойках для двухэтажной рамы, показанной на рис. 3.15, *д*

$$M_{A}^{в} = M_{AI}\frac{1,16 i_{в}}{1,16 i_{в} + 1,33\, i_{н}} = M_{AI}\frac{1,16\, i_{в}}{i_{ст}};$$

$$M_A^{\text{н}} = M_{AI}\,\frac{1{,}33 i_{\text{н}}}{i_{\text{ст}}};$$

$$M_B^{\text{в}} = (M_{BII} - M_{BI})\,\frac{1{,}16 i_{\text{в}}}{i_{\text{ст}}};$$

$$M_B^{\text{н}} = (M_{BII} - M_{BI})\,\frac{1{,}33 i_{\text{в}}}{i_{\text{ст}}}.$$

Моменты на концах стоек у опор, как н ранее, определяют умноженнем найденных моментов на протнвоположных концах (у рнгелей) на коэффицненты, равные: при полной заделке на опоре 0,5 н прн упругой заделке на опоре 0,25.

3. Многоэтажные рамы (рнс. 3.16).

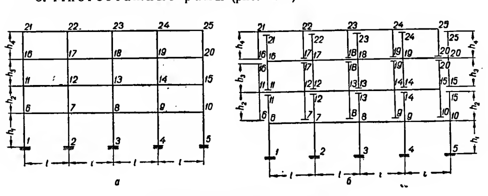


Рис. 3.16. Многоэтажные рамы:
а — заданная схема; *б* — расчлененная схема.

Многоэтажные рамы (рнс. 3.16, *а*) расчленяются на отдельные рамы (рнс. 3.16, *б*) так, чтобы одна н та же стойка входнла в две смежные расчлененные рамы.

Характер опнрання стоек расчлененных рам принимается в завнснмости от соотношення погонных жесткостей рнгелей н стоек в виде упругой или полной заделкн в опорах.

Расчет расчлененных одно- и двухэтажных рам по таблнцам пронзводится опнсанным выше способом.

За расчетные моменты в рнгелях многоэтажных рам прнннмаются моменты, полученные нз расчета отдельных расчлененных рам прн самом невыгодном для ригелей положенин нагрузкн.

Расчетные нзгнбающие моменты в стойках получаются суммированнем моментов в стойках, полученных нз расчета расчлененных смежных рам прн соответствующих невыгодных для стоек загружениях.

Например, расчетные элементы в стойке 7,12 равны:

$$M_{7,12} = M_{7,12}^{\text{н}} + M_{7,12}^{\text{в}};$$

$$M_{12,7} = M_{12,7}^{\text{н}} + M_{12,7}^{\text{в}}.$$

Индексы «н» н «в» означают, что моменты относятся соответственно к нижней и верхней смежным расчлененным рамам.

Расчет рам иа ветровую нагрузку

1. Одноэтажные рамы (рис. 3.17).

Одноэтажные рамы с шарннрнымн опорами стоек (рнс. 3.17,*а*) могут быть точно рассчнтаны по таблнцам иа горизонтальную равномерно распределенную нагрузку, прнложенную по высоте крайней стойкн н на горнзонтальную сосредоточеиную силу, прнложенную по оси рнгеля.

Одноэтажные рамы с упругой и полной заделками стоек в опорах (рис. 3.17, *б* н *в*) могут быть прнблнженно рассчнтаны по таблнцам только на горизонтальиую сосредоточеииую силу, прнложенную по осн рнгеля.

В расчете рам с упругой н полиой заделкамн стоек в опорах предполагается, что нулевые точкн эпюр моментов в стойках находятся на расстоянин от осн рнгеля, равном:

прн упругой заделке стоек в опорах

$$h' = 0{,}5h;$$

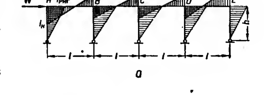
прн полиой заделке стоек в опорах

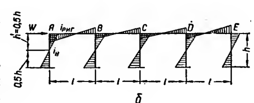
$$h' = 0{,}4h.$$

Это предположенне позволяет свести расчет одноэтажных рам с упругой н полной заделкой стоек в опорах к расчету по таблнцам одноэтажных рам с шарннрными опорами, прннимая вместо действнтельной высоты стоек h высоту h'.

Определенне опорных моментов в рнгелях н в стойках в месте нх прнмыкания к ригелю производнтся так же, как н прн расчете одноэтажных рам с шарннрными опорамн на вертнкальную нагрузку.

Моменты на концах стоек у опор определяют умноженнем найденных момеитов на протнвоположных концах (у рнгелей) на коэффнцненты, равные: при упругой заделке на опоре 1,0 н при полной заделке на опоре 1,5.





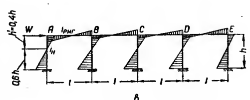


Рис. 3.17. Эпюры изгибающих моментов в одноэтажиой раме:
а — при шарнирном опиранин стоек; *б* — при упругом защемлении стоек; *в* — при полном защемлении стоек.

2. Многоэтажные рамы (рис. 3.18).

В расчете многоэтажных рам на горнзонтальную сосредоточенную нагрузку, приложенную по осям ригелей, предполагается, что нулевые точки эпюры моментов в стойках иаходятся на расстояини от верхних рнгелей, равном:

в нннжем этаже $h' = 0{,}4h$;

в промежуточных этажах $h' = 0{,}5h$;

в верхием этаже $h' = 0{,}6h$.

Это предположение позволяет расчет многоэтажных рам на горизонтальную нагрузку производить с помощью таблиц для расчета одноэтажных рам с шарнирными опорами.

Для этого многоэтажные рамы расчленяются на отдельные одноэтажные рамы, с установленным, как указано выше, положением нулевых точек эпюр моментов в стойках.

Каждая одноэтажная рама рассчитывается с помощью табл. 3.118 на сосредоточенную горизонтальную нагрузку, равную всей ветровой нагрузке, действующей на вышерасположенные этажи.

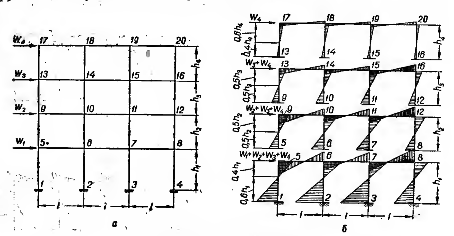


Рис. 3.18. Многоэтажная рама:
а — заданная схема; *б* — расчлененная схема.

За расчетные моменты в стойках многоэтажных рам принимаются моменты, полученные из расчета отдельных расчлененных рам.

Расчетные моменты в ригелях получаются суммированием моментов в ригелях расчлененных рам с распределенными на два смежных ригеля моментами от стоек, примыкающих к ним сверху.

Например, для ригеля над вторым этажом моменты равны:

$$M_{9,10} = \overline{M}_{9,10} + \overline{M}_{9,13},$$

$$M_{10,9} = \overline{M}_{10,9} + \overline{M}_{10,14} \frac{\overline{M}_{10,9}}{\overline{M}_{10,9} + \overline{M}_{10,11}},$$

$$M_{10,11} = \overline{M}_{10,11} + \overline{M}_{10,14} \frac{M_{10,11}}{M_{10,9} + \overline{M}_{10,11}},$$

где $\overline{M}$ — моменты, взятые из расчета расчлененных рам.

Для приближенного расчета многопролетных и многоэтажных рам в предположении, что погонные жесткости стоек каждого этажа одинаковы, а погонная жесткость ригелей одинакова во всех пролетах, предназначены табл. 3.119—3.125. Допускается пользование этими таблицами для расчета рам с неравными пролетами или разными сечениями стоек, если размеры отдельных пролетов отличаются не более чем на 10%, а величины погонных жесткостей стоек одного этажа отличаются не более чем на 50%.

При расчёте по таблицам многоэтажные рамы расчленяются на отдельные одно- и двухэтажные рамы, а многопролетные рамы рассматриваются как трехпролетные. На рис. 3.19 показано расчленение многоэтажной многопролетной рамы на отдельные одно- и двухэтажные трехпролетные рамы. Изгибающие моменты в ригелях многопролетной рамы принимаются в крайних пролетах по первому пролету, а в средних пролетах — по второму пролету трехпролетной рамы. Изгибающие моменты в стойках многоэтажной рамы определяются суммированием изгибающих моментов в стойках, полученных из расчета двух отдельных смежных рам.

Таким образом, расчет многопролетной многоэтажной рамы сводится к расчету отдельных одно- и двухэтажных трехпролетных рам.

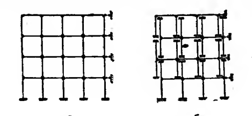


Рис. 3.19. Многоэтажная многопролетная рама:
а — заданнвя схема; *б* — расчлененная схема.

В приведенных таблицах для расчета трехпролетной двухэтажной рамы даны значения коэффициентов α и β для сечений ригеля соответственно от постоянной и временной нагрузок при самом невыгодном расположении.

Коэффициенты α и β определяются по таблицам в зависимости от величины

$$\eta = \frac{i_в + i_н}{i_р},$$

где

$$i_в = \frac{I_в}{h_в};\ i_н = \frac{I_н}{h_н};\ i_р = \frac{I_р}{l} —$$

погонные жесткости взяты соответственно верхней стойки, нижней стойки и ригеля;

$I_в$, $I_н$ и $I_р$ — моменты инерции сечений соответственно верхней стойки, нижней стойки и ригеля;

$h_в$, $h_н$ и l — соответственно высоты верхней и нижней стоек и длина пролета ригеля.

Изгибающие моменты в сечениях ригеля определяются по формулам:

$$M = \alpha g l^2 \pm \beta p l^2,$$

или

$$M = \alpha G l \pm \beta P l.$$

Таблицы дают значение коэффициентов α и β для ряда сечений, что позволяет, в случае необходимости, построить огибающие эпюры моментов для ригелей.

Изгибающие моменты в крайних стойках двухэтажных рам в сечениях, примыкающих к ригелю определяются:
в нижнем сечении верхней стойки по формуле

$$M_{в} = M_{р}^{0} \frac{i_{в}}{i_{в} + i_{н}},$$

в верхнем сечении нижней стойки по формуле

$$M_{н} = M_{р}^{0} \frac{i_{н}}{i_{в} + i_{н}},$$

где $M_{р}^{0}$ — опорный изгибающий момент в ригеле в сечении по оси крайней стойки

Изгибающие моменты в средних стойках двухэтажных рам в сечениях, примыкающих к ригелю, определяются по формулам:

$$M_{в} = \Delta M_{р} \frac{i_{в}}{i_{в} + i_{н}},$$

$$M_{н} = \Delta M_{р} \frac{i_{н}}{i_{в} + i_{н}},$$

где $\Delta M_{р}$ — разность опорных изгибающих моментов в ригеле в сечении по оси средней стойки.

Изгибающие моменты на противоположных концах стоек получаются в результате умножения моментов в месте примыкания колонн к ригелю на коэффициент 0,5.

При расчете по таблицам одноэтажных трехпролетных рам во всех приведенных формулах следует принять $i_{в} = 0$.

Укажем также, что этими таблицами можно пользоваться и для расчета рам при отсутствии крайних стоек.

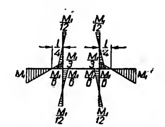


Рис. 3.20. К расчету трехпролетной рамы при отсутствии крайних сток.

В этом случае к эпюре моментов, построенной по соответствующей таблице, прибавляется эпюра, показанная на рис. 3.20, у которой крайняя ордината M_1 равна моменту с обратным знаком, взятому из той же таблицы для сечения при $\frac{x}{l} = 0$.

Таблица 3.119

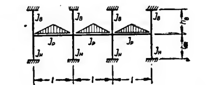
Коэффициенты α и β для определения изгибающих моментов в сечениях ригеля от действия равномерно распределенной нагрузки

$$\eta = \frac{i_в + i_н}{i_р}$$

Пролеты	$\frac{x}{l}$	Постоянная нагрузка				Временная нагрузка							
						положительные M				отрицательные M			
		$\eta = 0,25$	1	4	16	$\eta = 0,25$	1	4	16	$\eta = 0,25$	1	4	16
Крайний	0,0	—0,019	—0,044	—0,068	—0,078	0,005	0,008	0,006	0,002	0,024	0,053	0,073	0,081
	0,1	+0,015	—0,007	—0,026	—0,078	0,016	0,005	0,004	0,002	0,000	0,010	0,028	0,036
	0,2	+0,045	+0,026	+0,008	0,000	0,049	0,026	0,008	0,001	0,004	0,000	0,000	0,000
	0,4	+0,069	+0,056	+0,044	+0,039	0,083	0,062	0,046	0,039	0,014	0,007	0,002	0,000
	0,5	+0,066	+0,055	+0,046	+0,043	0,085	0,066	0,050	0,044	0,019	0,011	0,004	0,001
	0,6	+0,053	+0,045	+0,039	+0,037	0,076	0,060	0,045	0,039	0,024	0,015	0,006	0,002
	0,8	—0,003	—0,003	—0,003	—0,003	0,030	0,017	0,005	0,000	0,034	0,023	0,010	0,006
	0,9	—0,045	—0,044	—0,042	—0,040	0,010	0,005	0,001	0,000	0,056	0,049	0,042	0,039
	1,0	—0,099	—0,096	—0,090	—0,086	0,012	0,006	0,001	0,000	0,111	0,102	0,092	0,086
Средний	1,0	—0,095	—0,088	—0,085	—0,083	0,015	0,012	0,006	0,002	0,110	0,100	0,091	0,086
	1,1	—0,050	—0,041	—0,038	—0,037	0,008	0,007	0,004	0,102	0,059	0,050	0,042	0,039
	1,2	—0,014	—0,007	—0,004	—0,003	0,025	0,017	0,006	0,001	0,038	0,022	0,008	0,003
	1,4	+0,025	+0,032	+0,035	+0,036	0,064	0,054	0,044	0,039	0,038	0,022	0,008	0,003
	1,5	+0,030	+0,037	+0,040	+0,042	0,069	0,059	0,049	0,044	0,038	0,022	0,008	0,003
$M = \alpha g l^2$						$M = +\beta p l^2$				$M = -\beta p l^2$			

Таблица 3.120

Коэффициенты α и β для определения изгибающих моментов в сечениях ригеля от действия треугольной нагрузки

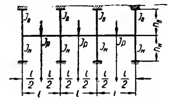


$$\eta = \frac{i_в + i_н}{i_р}$$

Пролеты	$\frac{x}{l}$	Постоянная нагрузка				Временная нагрузка							
						положительные M				отрнцательные M			
		$\eta = 0,25$	1	4	16	$\eta = 0,25$	1	4	16	$\eta = 0,25$	1	4	16
Крайний	0,0	−0,023	−0,055	−0,082	−0,098	0,007	0,011	0,008	0,003	0,031	0,066	0,092	0,100
	0,1	+0,015	−0,014	−0,038	−0,050	0,015	0,006	0,005	0,002	0,000	0,018	0,043	0,052
	0,2	+0,051	+0,025	+0,005	−0,006	0,056	0,027	0,004	0,001	0,006	0,000	0,000	0,006
	0,4	+0,095	+0,076	+0,062	+0,055	0,111	0,085	0,064	0,056	0,018	0,009	0,003	0,001
	0,5	+0,093	+0,080	+0,068	+0,064	0,117	0,093	0,073	0,066	0,024	0,014	0,005	0,002
	0,6	+0,074	+0,063	+0,056	+0,054	0,103	0,082	0,064	0,056	0,030	0,019	0,008	0,003
	0,8	−0,009	−0,009	−0,008	−0,007	0,032	0,016	0,001	0,001	0,042	0,029	0,013	0,010
	0,9	−0,061	−0,060	−0,059	−0,056	0,013	0,006	0,001	0,001	0,076	0,070	0,061	0,056
	1,0	−0,123	−0,120	−0,111	−0,107	0,015	0,007	0,001	0,001	0,140	0,128	0,115	0,108
Средний	1,0	−0,118	−0,110	−0,106	−0,104	0,019	0,015	0,008	0,003	0,137	0,125	0,113	0,107
	1,1	−0,070	−0,061	−0,057	−0,054	0,011	0,010	0,006	0,002	0,078	0,070	0,062	0,057
	1,2	−0,022	−0,015	−0,011	−0,009	0,026	0,016	0,004	0,001	0,047	0,028	0,014	0,010
	1,4	+0,039	+0,048	+0,052	+0,053	0,087	0,075	0,063	0,056	0,047	0,048	0,011	0,003
	1,5	+0,049	+0,057	+0,061	+0,063	0,096	0,084	0,068	0,066	0,047	0,028	0,011	0,003
$M = \alpha g l^2$						$M = +\beta p l^2$				$M = -\beta p l^2$			

Таблица 3.121

Коэффициенты α и β для определения изгибающих моментов в сечениях ригеля от действия сосредоточенных сил в середине пролетов

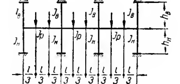


$$\eta = \frac{i_в + i_н}{i_р}$$

Пролеты	$\frac{x}{l}$	Постоянная нагрузка				Временная нагрузка							
						положительные M				отрицательные M			
		η=0,25	1	4	16	η=0,25	1	4	16	η=0,25	1	4	16
Крайний	0,0	—0,028	—0,065	—0,098	—0,119	0,008	0,013	0,009	0,003	0,036	0,078	0,112	0,120
	0,1	+0,010	—0,023	—0,052	—0,070	0,010	0,006	0,006	0,001	0,000	0,034	0,060	0,073
	0,2	+0,048	+0,019	—0,006	—0,020	0,054	0,036	0,003	0,000	0,006	0,000	0,008	0,023
	0,5	+0,163	+0,145	+0,133	+0,127	0,189	0,163	0,135	0,129	0,028	0,016	0,007	0,001
	0,8	—0,027	—0,029	—0,028	—0,025	0,026	0,007	0,001	0,000	0,050	0,038	0,032	0,026
	0,9	—0,089	—0,087	—0,082	—0,076	0,015	0,008	0,001	0,000	0,104	0,095	0,084	0,077
	1,0	—0,146	—0,145	—0,136	—0,127	0,017	0,009	0,001	0,000	0,167	0,152	0,137	0,128
Средний	1,0	—0,140	—0,130	—0,127	—0,126	0,020	0,017	0,002	0,003	0,165	0,149	0,136	0,129
	1,1	—0,090	—0,080	—0,077	—0,076	0,013	0,012	0,006	0,001	0,110	0,098	0,084	0,079
	1,2	—0,040	—0,030	—0,027	—0,025	0,015	0,005	0,003	0,000	0,056	0,040	0,032	0,029
	1,5	+0,110	+0,120	+0,123	+0,124	0,164	0,153	0,134	0,129	0,056	0,033	0,011	0,004
		$M = \alpha Gl$				$M = +\beta Pl$				$M = -\beta Pl$			

Таблица 3.122

Коэффициенты α и β для определения изгибающих моментов в сечениях ригеля от действия сосредоточенных сил в третях пролетов

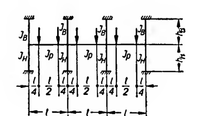


$$\eta = \frac{i_в + i_н}{i_р}$$

Пролеты	$\frac{x}{l}$	Постоянная нагрузка				Временная нагрузка							
						положительные M				отрицательные M			
		η=0,25	1	4	16	η=0,25	1	4	16	η=0,25	1	4	16
Крайний	0,0	—0,050	—0,118	—0,178	—0,210	0,014	0,023	0,016	0,006	0,064	0,140	0,196	0,215
	0,1	+0,028	—0,033	—0,088	—0,115	0,030	0,013	0,011	0,005	0,000	0,045	0,098	0,116
	0,2	+0,105	—0,050	+0,005	—0,018	0,120	0,052	0,006	0,003	0,012	0,000	0,000	0,017
	0,333	+0,212	+0,170	+0,135	+0,119	0,240	0,181	0,135	0,117	0,028	0,011	0,002	0,000
	0,667	+0,140	+0,124	—0,114	+0,112	0,211	0,169	0,133	0,117	0,072	0,047	0,020	0,006
	0,8	—0,020	—0,020	—0,019	—0,018	0,060	0,029	0,002	0,001	0,088	0,070	0,030	0,025
	0,9	—0,138	—0,137	—0,136	—0,130	0,028	0,013	0,003	0,001	0,170	0,158	0,134	0,125
	1,0	—0,260	—0,250	—0,240	—0,227	0,031	0,015	0,003	0,001	0,296	0,272	0,244	0,229
Средний	1,0	—0,250	—0,234	—0,223	—0,222	0,041	0,032	0,017	0,006	0,292	0,266	0,241	0,228
	1,1	—0,152	—0,135	—0,125	—0,121	0,022	0,020	0,012	0,004	0,200	0,151	0,133	0,124
	1,2	—0,050	—0,033	—0,022	—0,020	0,050	0,026	0,006	0,002	0,100	0,058	0,027	0,021
	1,333	+0,083	+0,099	+0,110	+0,111	0,182	0,157	0,131	0,117	0,100	0,158	0,022	0,006
		$M = \alpha Gl$				$M = +\beta Pl$				$M = -\beta Pl$			

Таблица 3.123

Коэффициенты α и β для определения изгибающих моментов в сечениях ригеля от действия сосредоточенных сил в четвертях пролетов

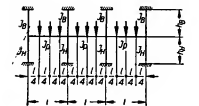


$$\eta = \frac{i_в + i_я}{i_р}$$

Пролеты	$\frac{x}{l}$	Постоянная нагрузка				Временная нагрузка							
						положительные M				отрицательные M			
		η = 0,25	1	4	16	η = 0,25	1	4	16	η = 0,25	1	4	16
Крайний	0,0	—0,042	—0,099	—0,152	—0,175	0,012	0,019	0,013	0,005	0,054	0,118	0,165	0,182
	0,15	+0,079	+0,033	—0,010	—0,029	0,085	0,026	0,106	0,003	0,004	0,000	0,017	0,030
	0,25	+0,162	+0,122	+0,085	+0,069	0,177	0,124	0,085	0,068	0,015	0,003	0,000	0,000
	0,75	+0,072	+0,062	+0,059	+0,061	0,141	0,109	0,081	0,067	0,069	0,047	0,021	0,006
	0,85	—0,047	—0,045	—0,043	—0,041	0,035	0,010	0,002	0,000	0,080	0,056	0,045	0,040
	1,0	—0,224	—0,217	—0,203	—0,196	0,026	0,013	0,002	0,000	0,250	0,230	0,206	0,193
Средний	1,0	—0,212	—0,198	—0,190	—0,188	0,034	0,027	0,014	0,005	0,246	0,225	0,204	0,192
	1,15	—0,062	—0,043	—0,042	—0,038	0,021	0,011	0,007	0,003	0,085	0,058	0,044	0,039
	1,25	+0,038	+0,052	+0,060	+0,062	0,123	0,102	0,082	0,069	0,085	0,049	0,019	0,005
		$M = \alpha Gl$				$M = +\beta Pl$				$M = -\beta Pl$			

Таблица 3.124

Коэффициенты α и β для определения изгибающих моментов в сечениях ригеля от действия сосредоточенных сил в четвертях пролетов



$$\eta = \frac{i_в + i_н}{i_р}$$

Пролеты	$\frac{x}{l}$	Постоянная нагрузка				Временная нагрузка							
						положительные M				отрицательные M			
		η = 0,25	1	4	16	η = 0,25	1	4	16	η = 0,25	1	4	16
Крайний	0,0	—0,070	—0,166	—0,253	—0,294	0,020	0,032	0,022	0,008	0,090	0,196	0,277	0,302
	0,15	+0,108	+0,032	—0,042	—0,074	0,112	0,030	0,010	0,004	0,008	0,000	0,055	0,080
	0,25	+0,228	+0,162	+0,100	+0,073	0,244	0,164	0,100	0,074	0,026	0,008	0,000	0,000
	0,50	+0,280	+0,236	+0,204	+0,192	0,346	0,277	0,220	0,197	0,071	0,047	0,016	0,002
	0,75	+0,080	+0,064	+0,060	+0,058	0,194	0,140	0,092	0,070	0,116	0,080	0,035	0,010
	0,85	—0,094	—0,093	—0,092	—0,090	0,036	0,016	0,002	0,000	0,134	0,122	0,102	0,090
	1,0	—0,370	—0,362	—0,339	—0,322	0,044	0,021	0,004	0,000	0,416	0,382	0,342	0,321
Средний	1,0	—0,352	—0,328	—0,317	—0,314	0,058	0,045	0,014	0,004	0,410	0,374	0,340	0,321
	1,15	—0,130	—0,104	—0,094	—0,092	0,094	0,062	0,015	0,004	0,148	0,124	0,105	0,096
	1,25	+0,023	+0,047	+0,085	+0,061	0,162	0,130	0,095	0,072	0,140	0,082	0,030	0,010
	1,50	+0,148	+0,172	+0,183	+0,186	0,287	0,255	0,217	0,197	0,140	0,082	0,030	0,010
		$M = \alpha Gl$				$M = +\beta Pl$				$M = -\beta Pl$			

Таблица 3.125

Коэффициенты α и β для определения изгибающих моментов в сечениях ригеля от действия сосредоточенных сил в серединах пролетов и на расстоянии $\frac{l}{6}$ от опор

$$\eta = \frac{i_в + i_н}{i_р}$$

Пролеты	$\frac{x}{l}$	Постоянная нагрузка				Временная нагрузка							
						положительные M				отрицательные M			
		$\eta = 0,25$	1	4	16	$\eta = 0,25$	1	4	16	$\eta = 0,25$	1	4	16
Крайний	0,000	−0,006	−0,138	−0,214	−0,250	0,012	0,028	0,020	0,007	0,076	0,167	0,234	0,254
	0,167	+0,148	+0,084	+0,026	−0,002	0,157	0,084	0,026	0,003	0,009	0,000	0,000	0,000
	0,500	+0,230	+0,194	+0,168	+0,157	0,290	0,230	0,180	0,160	0,060	0,036	0,130	0,003
	0,833	−0,020	−0,026	−0,024	−0,014	0,088	0,049	0,012	0,000	0,111	0,076	0,034	0,016
	1,000	−0,312	−0,306	−0,284	−0,270	0,038	0,018	0,004	0,000	0,352	0,322	0,290	0,270
Средний	1,000	−0,298	−0,278	−0,266	−0,264	0,050	0,038	0,020	0,008	0,348	0,316	0,288	0,270
	1,167	−0,048	−0,028	−0,016	−0,014	0,084	0,056	0,020	0,005	0,096	0,070	0,026	0,018
	1,500	+0,118	+0,138	+0,150	+0,152	0,238	0,208	0,175	0,160	0,096	0,070	0,026	0,007
$M = \alpha G l$						$M = +\beta P l$				$M = -\beta P l$			

ОПРЕДЕЛЕНИЕ УПРУГИХ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ В РАМАХ

Приведениые в табл. 3.126 формулы зиачеиий интегралов вида $\int\limits_0^s M_i M_k ds$ предиазначеиы для определеиия перемещений в балках и рамах

Формулами табл. 3.126 можио пользоваться для определеиия зиачений интегралов для отдельиых прямолииейиых участков балок или рам, имеющих постоянное поперечиое сечеиие и хотя бы одиу из эпюр момеитов, ограничеииую прямой лииией, так как только при этих условиях вычислеиие указаииых иитегралов может быть замеиеио перемиожеиием эпюр момеитов.

Формулами зиачений иитегралов удобио пользоваться для вычислеиия коэффициеитов уравиеиий упругости методом сил, а также для определения прогибов и углов поворота в балках и рамах.

Перемещеиие δ_{ik} точки балки или рамы, вызваниое приложеииой к ним иагрузкой k по направлеиию i, определяют, как правило, без учета деформации от продольиых и поперечиых сил по формуле

$$\delta_{ik} = \sum \int\limits_0^s \frac{M_i M_k}{EI} ds,$$

где M_i — момеит от едииичиого усилия, приложеииого в даной точке по иаправлеиию искомого перемещеиия;
M_k — момент от заданиой нагрузки;
EI — жесткость поперечиого сечеиия при изгибе.

Формула дает величину перемещения как для статически определимых, так и для статически иеопределимых систем. В последиих моменты от нагрузки M_k определяются расчетом статически иеопределимой

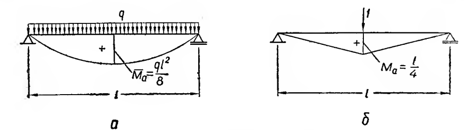


Рис. 3.21. Эпюры моментов в балке от:
а — равномерно распределенной нагрузки; *б* — единичной сосредоточенной силы.

системы; момеиты от едииичного усилия по иаправлению искомого перемещеиия M_i всегда можио определить в любой статически определимой системе, получеииой из задаииой отбрасываиием лиших связей.

Проиллюстрируем применеиие формул табл. 3.126 иа двух примерах.

Пример 1. Требуется определить прогиб в середине пролета свободио лежащей балки, иагружеииой равиомерио распределенной иагрузкой (рис. 3.21).

Для определения искомого прогиба необходимо перемножить эпюры моментов в балке от заданной нагрузки (рис. 3.21, *а*) и от единичной сосредоточенной силы (рис. 3.21, *б*), приложенной в середине пролета балки.

Для определения прогиба пользуемся формулой табл. 3.126:

$$\delta_{ik} = \frac{1}{EJ}\int_0^s M_i M_k ds = \frac{1}{EI}\cdot 2\cdot\frac{5}{12}\cdot\frac{l}{2}\, M_a\overline{M}_a = \frac{1}{EI}\cdot 2\cdot\frac{5}{12}\cdot\frac{l}{2}\cdot\frac{l}{4}\cdot\frac{ql^2}{8} = \frac{5}{384}\frac{ql^4}{EI};$$

Пример 2. Требуется определить горизонтальное перемещение точки *А* рамы, загруженной ветровой нагрузкой (рис. 3.22). Для определения искомого перемещения необходимо перемножить эпюры моментов в раме от заданной ветровой нагрузки (рис. 3.22, *а*) и от единичной горизонтальной силы (рис. 3.22, *б*), приложенной в точке *А* рамы.

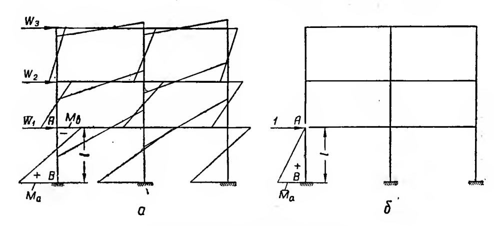


Рис. 3.22. Эпюры моментов в раме:
а — от ветровой нагрузки; *б* — от единичной силы.

Для упрощения определения моментов в раме от единичной силы и сокращения вычислений по перемножению эпюр превращаем заданную статически неопределимую раму в статически определимую так, чтобы наименьшее возможное количество стержней рамы участвовало в работе при действии единичной силы.

На рис. 3.22 показана выбранная статически определимая система и эпюра моментов от единичной силы. Для определения искомого перемещения необходимо перемножить эпюры моментов на стержне *АВ*.

Для определения перемещения пользуемся формулой табл. 3.126 с учетом фактических знаков эпюр моментов

$$\delta_{ik} = \frac{1}{EI}\int_0^s M_i M_k ds = \frac{1}{EI}\cdot\frac{l}{6}\,\overline{M}_a(2M_a - M_b).$$

Таблица 3.126

Формулы для интегралов $\int M_i M_k dx$

(Все криволинейные эпюры, кроме указанных, являются квадратными параболами)

Эпюра M_i / Эпюра M_k	M_a, M_b, l	M_a, l	M_b, l
$\overline{M}_a$, $\overline{M}_b$	$\frac{l}{6}[2(M_a\overline{M}_a + M_b\overline{M}_b) + M_a\overline{M}_b + \overline{M}_a M_b]$	$\frac{l}{6} M_a (2\overline{M}_a + \overline{M}_b)$	$\frac{l}{6} M_b (2\overline{M}_a + \overline{M}_b)$
$\overline{M}_a$	$\frac{l}{6} \overline{M}_a (2M_a + M_b)$	$\frac{l}{3} M_a\overline{M}_b$	$\frac{l}{6} M_b\overline{M}_a$
$\overline{M}$, $\overline{M}$	$\frac{l}{2} \overline{M} (M_a + M_b)$	$\frac{l}{2} M_a\overline{M}$	$\frac{l}{2} M_b\overline{M}$
$\overline{M}_a$, $\overline{M}_b$	$\frac{l}{6}[2(M_b\overline{M}_b - M_a\overline{M}_a) + M_a\overline{M}_b - \overline{M}_a M_b]$	$\frac{l}{6} M_a(\overline{M}_b - 2\overline{M}_a)$	$\frac{l}{6} M_b (2\overline{M}_b - M_a)$
$\overline{M}_c$, x, x'	$\frac{l}{6}\left[M_a\left(1 + \frac{x'}{l}\right) + M_b\left(1 + \frac{x}{l}\right)\right]\overline{M}_c$	$\frac{l}{6} M_a\overline{M}_c \left(1 + \frac{x'}{l}\right)$	$\frac{l}{6} M_b\overline{M}_c\left(1 + \frac{x}{l}\right)$
$\overline{M}_a$, x	$\frac{x}{2}\left[M_a - \frac{1}{3} \cdot \frac{x}{l}(M_a - M_b)\right]\overline{M}_a$	$\frac{x}{6} M_a\overline{M}_a\left(3 - \frac{x}{l}\right)$	$\frac{x^2}{6l} M_b\overline{M}_a$
$\overline{M}_c$, x, x'	$\frac{l}{6}\overline{M}_c\left[M_b\left(1 - 3\frac{x^2}{l^2}\right) - M_a\left(1 - 3\frac{x'^2}{l^2}\right)\right]$	$\frac{l}{6} M_a\overline{M}_c\left(3\frac{x'^2}{l^2} - 1\right)$	$\frac{l}{2} M_b\overline{M}_c\left(1 - 3\frac{x^2}{l^2}\right)$

Продолжение табл. 3.126

Эпюра M_i / Эпюра M_k	M M l	l M_b M_a	M_a l M_b
$\overline{M}_a$ $\overline{M}_b$	$\frac{l}{2} M (\overline{M}_a + \overline{M}_b)$	$\frac{l}{6} [2 (M_b\overline{M}_b - M_a\overline{M}_a) + M_b\overline{M}_a - M_a\overline{M}_b]$	$\frac{l}{6} [2 (M_a\overline{M}_a - M_b\overline{M}_b) + M_a\overline{M}_b - M_b\overline{M}_a]$
$\overline{M}_a$	$\frac{l}{2} M\overline{M}_a$	$\frac{l}{6} \overline{M}_a (M_b - 2M_a)$	$\frac{l}{6} \overline{M}_a (2M_a - M_b)$
$\overline{M}$ $\overline{M}$	$lM\overline{M}$	$\frac{l}{2} \overline{M} (M_b - M_a)$	$\frac{l}{2} \overline{M} (M_a - M_b)$
$\overline{M}_a$ $\overline{M}_b$	$\frac{l}{2} M (\overline{M}_b - \overline{M}_a)$	$\frac{l}{6} [2 (M_a\overline{M}_a + M_b\overline{M}_b) - M_a\overline{M}_b - M_b\overline{M}_a)$	$\frac{l}{6} [-2(M_a\overline{M}_a - M_b\overline{M}_b) + M_a\overline{M}_b + M_b\overline{M}_a]$
$\overline{M}_c$ x x'	$\frac{l}{2} M\overline{M}_c$	$\frac{l}{6} \left[M_b \left(1 + \frac{x}{l}\right) - M_a \left(1 + \frac{x'}{l}\right)\right] \overline{M}_c$	$\frac{l}{6} \left[M_a \left(1 + \frac{x'}{l}\right) - M_b \left(1 + \frac{x}{l}\right)\right] \overline{M}_c$
$\overline{M}_a$ x	$\frac{x}{2} M\overline{M}_a$	$\frac{x}{2} \left[\frac{x}{3l} (M_a + M_b) - M_a\right] \overline{M}_a$	$\frac{x}{2}\left[M_a - \frac{x}{3l}(M_a + M_b)\right]\overline{M}_a$
$\overline{M}_c$ x x'	$\frac{1}{2} M\overline{M}_c \frac{x'^2 - x^2}{l}$	$\frac{l}{6} \overline{M}_c \left[M_b\left(1 - 3\frac{x^2}{l^2}\right) + M_a\left(1 - 3\frac{x'^2}{l^2}\right)\right]$	$-\frac{l}{6} \overline{M}_c \left[M_b \left(1 - 3\frac{x^2}{l^2}\right) + M_a \left(1 - 3\frac{x'^2}{l^2}\right)\right]$

Продолжение табл. 3.126

Эпюра M_i / Эпюра M_k	M_a, M_b, l	M_a, l	M_b, l
$\bar{M}_c$; x, x	$\frac{1}{2}\overline{M}_c(M_a+M_b)(l-x)$	$\frac{1}{2}M_a\overline{M}_c(l-x)$	$\frac{1}{2}M_b\overline{M}_c(l-x)$
$\bar{M}_c$, $\bar{M}_c$; x, x	$\frac{1}{6}\overline{M}_c(M_a-M_b)(l-x)$	$\frac{1}{6}M_a\overline{M}_c(l-x)$	$-\frac{1}{6}M_b\overline{M}_c(l-x)$
$\bar{M}_c$	$\frac{l}{3}\overline{M}_c(M_a+M_b)$	$\frac{l}{3}M_a\overline{M}_c$	$\frac{l}{3}M_b\overline{M}_c$
$\bar{M}_a$, $\bar{M}_c$, $\bar{M}_b$	$\frac{l}{6}[M_a(\overline{M}_a+2\overline{M}_c)+$ $+M_b(2\overline{M}_c+\overline{M}_b)]$	$\frac{l}{6}M_a(\overline{M}_a+2\overline{M}_c)$	$\frac{l}{6}M_b(2\overline{M}_c+\overline{M}_b)$
$\bar{M}_a$	$\frac{l}{12}\overline{M}_a(3M_a+M_b)$	$\frac{l}{4}M_a\overline{M}_a$	$\frac{l}{12}M_b\overline{M}_a$
$\bar{M}_a$; кубическая парабола	$\frac{l}{20}\overline{M}_a(4M_a+M_b)$	$\frac{l}{5}M_a\overline{M}_a$	$\frac{l}{20}M_b\overline{M}_a$
$\bar{M}_a$	$\frac{l}{12}\overline{M}_a(5M_a+3M_b)$	$\frac{5l}{12}M_a\overline{M}_a$	$\frac{l}{4}M_b\overline{M}_a$

Продолжение табл. 3.126

Эпюра M_i / Эпюра M_k	M, M, l	M_a, l, M_b	M_a, l, M_b
$\bar M_c$; x, x	$M\bar M_c(l-x)$	$\frac{1}{2}\bar M_c(M_b-M_a)(l-x)$	$\frac{1}{2}\bar M_c(M_a-M_b)(l-x)$
$\bar M_c$, x; x, $\bar M_c$	0	$-\frac{1}{6}\bar M_c(M_a+M_b)(l-x)$	$\frac{1}{6}\bar M_c(M_a+M_b)(l-x)$
$\bar M_c$	$\frac{2l}{3}M\bar M_c$	$\frac{l}{3}\bar M_c(M_b-M_a)$	$\frac{l}{3}\bar M_c(M_a-M_b)$
$\bar M_a$, $\bar M_c$, $\bar M_b$	$\frac{l}{6}M(\bar M_a+4\bar M_c+\bar M_b)$	$\frac{l}{6}[M_b(2\bar M_c+\bar M_b)-$ $-M_a(\bar M_a+2\bar M_c)]$	$\frac{l}{6}[M_a(\bar M_a+2M_c)-$ $-M_b(2\bar M_c+\bar M_b)]$
$\bar M_a$	$\frac{l}{3}M\bar M_a$	$\frac{l}{12}\bar M_a(M_b-3M_a)$	$\frac{l}{12}\bar M_a(3M_a-M_b)$
кубическая парабола; $\bar M_a$	$\frac{l}{4}M\bar M_a$	$\frac{l}{20}\bar M_a(M_b-4M_a)$	$\frac{l}{20}\bar M_a(4M_a-M_b)$
M_a	$\frac{2l}{3}M\bar M_a$	$\frac{l}{12}\bar M_a(3M_b-5M_a)$	$\frac{l}{12}\bar M_a(5M_a-3M_b)$

Примечание. Приведенные в табл. 3.126 значения интегралов могут быть распространены на случай кривых стержней, имеющих переменный момент инерции J, при условии, если $J\cos\varphi = \text{const} = J_0$, где φ — наклон оси стержня к оси x.

Действительно:

$$\int \frac{M_iM_k}{EJ}ds = \int \frac{M_iM_k\frac{dx}{\cos\varphi}}{E\frac{J_0}{\cos\varphi}} = \frac{1}{EJ_0}\int M_iM_k dx.$$

ШПРЕНГЕЛЬНЫЕ СИСТЕМЫ

Ниже приведены таблицы для расчета (в упругой стадии) один раз статически неопределимых шпренгельных систем с трапецоидальным шпренгелем.

Расчет статически определимых шпренгельных конструкций (с шарниром в середине пролета — в месте перелома верхнего двускатного пояса) подробно рассмотрен в разделе II.

Данные для расчета шпренгельных систем смешанной конструкции (верхний пояс из железобетона, шпренгель металлический, стойки — металлические или железобетонные) приведены в табл. 3.127 (автор Н. М. Онуфриев).

Табл. 3.127 можно пользоваться и для расчета шпренгельных систем с верхним двускатным поясом, при уклоне не более $^1/_{15} \div {^1/_{10}}$. В этом случае высота h может быть принята равной высоте стоек шпренгеля заданной двускатной системы.

При выполнении стоек из железобетона, а не из металла, вместо формулы для коэффициента k_2, приведенного в таблице, должно быть принято выражение:

$$k_2 = \frac{I}{F_2 a}.$$

Таблица 3.127

Шпренгельные системы

$$k_1 = \frac{EI}{E_1 F_1 h}; \quad k_2 = \frac{EI}{E_1 F_2 a}; \quad k_3 = \frac{1}{\cos^3 \varphi};$$

$$\text{при } a = \frac{l}{3} \quad A = \frac{l^3}{1{,}33 l^2 k_1 k_3 + 12 h^2 k_2 + 1{,}11 l^2 h + 0{,}67 l^3 k_1};$$

$$\text{при } a = \frac{l}{4} \quad A = \frac{l^3}{0{,}75 l^2 k_1 k_3 + 12 h^2 k_2 + l^2 h + 0{,}75 l^2 k_1};$$

a	$X = A\alpha P$		$X = A\beta q l$		$X = A\gamma q l$	
	x	α	x	β	x	γ
$l/_3$	0,05l	0,0334	0,05l	0,00084	0,10l	0,0224
	0,10l	0,0660	0,10l	0,00333	0,20l	0,04198
	0,15l	0,0971	0,15l	0,00741	0,30l	0,06172
	0,20l	0,1260	0,20l	0,01299	0,[illegible]l	0,06812
	0,25l	0,1519	0,25l	0,01994	0,40l	0,07998
	0,30l	0,1740	0,30l	0,02809	0,50l	0,09628
	0,33l	0,1852	0,[illegible]l	0,03402	0,60l	0,11018
	0,35l	0,1912	0,35l	0,03722	0,70l	0,12134
	0,40l	0,2037	0,40l	0,04709	0,80l	0,12950
	0,45l	0,2112	0,45l	0,05746	0,90l	0,13448
	0,50l	0,2137	0,50l	0,06808	1,00l	0,13616

Продолжение табл. 3 127

a	x	α	x	β	x	γ
$l/_4$	0,05l	0,0280	0,05l	0,00070	0,10l	0,01710
	0,10l	0,0553	0,10l	0,00278	0,20l	0,03382
	0,15l	0,0810	0,15l	0,00619	0,30l	0,04978
	0,20l	0,1045	0,20l	0,01083	0,40l	0,06462
	0,25l	0,1250	0,25l	0,01657	0,50l	0,07796
	0,30l	0,1419	0,30l	0,02324	0,60l	0,08944
	0,35l	0,1550	0,35l	0,03066	0,70l	0,09872
	0,40l	0,1644	0,40l	0,03864	0,80l	0,10554
	0,45l	0,1700	0,45l	0,04700	0,90l	0,10970
	0,50l	0,1719	0,50l	0,05555	1,00l	0,11110

$$k_1 = \frac{EI}{E_1F_1h}; \quad k_2 = \frac{EI}{E_1F_2a}; \quad k_3 = \frac{1}{\cos^3\varphi};$$

$$\text{при } a = \frac{l}{5} \quad A = \frac{l^3}{0{,}48l^2k_1k_3 + 12h^2k_2 + 0{,}88l^2h + 0{,}72l^2k_1};$$

$$\text{при } a = \frac{l}{6} \quad A = \frac{l^3}{0{,}33l^2k_1k_3 + 12h^2k_2 + 0{,}78l^2h + 0{,}67l^2k_1};$$

a	x	α	x	β	x	γ
$l/_5$	0,05l	0,0239	0,05l	0,00060	0,10l	0,01412
	0,10l	0,0470	0,10l	0,00237	0,20l	0,02794
	0,15l	0,0686	0,15l	0,00526	0,30l	0,04116
	0,20l	0,0880	0,20l	0,00918	0,40l	0,05348
	0,25l	0,1045	0,25l	0,01399	0,50l	0,06460
	0,30l	0,1180	0,30l	0,01955	0,60l	0,07422
	0,35l	0,1285	0,35l	0,02571	0,70l	0,08206
	0,40l	0,1360	0,40l	0,03232	0,80l	0,08784
	0,45l	0,1405	0,45l	0,03923	0,90l	0,09138
	0,50l	0,1420	0,50l	0,04629	1,00l	0,09258
$l/_6$	0,05l	0,0207	0,05l	0,00052	0,10l	0,01258
	0,10l	0,0407	0,10l	0,00206	0,20l	0,02450
	0,15l	0,0622	0,15l	0,00463	0,30l	0,03616
	0,167l	0,0690	0,167l	0,00575	0,40l	0,04706
	0,20l	0,0795	0,20l	0,00820	0,50l	0,05696
	0,25l	0,0935	0,25l	0,01253	0,60l	0,06562
	0,30l	0,1045	0,30l	0,01748	0,667l	0,07052
	0,35l	0,1135	0,35l	0,02293	0,70l	0,07276
	0,40l	0,1195	0,40l	0,02876	0,80l	0,07790
	0,45l	0,1230	0,45l	0,03482	0,90l	0,08098
	0,50l	0,1245	0,50l	0,04101	1,00l	0,08512

Литература к расчету шпренгельных систем

Н. М. Онуфриев, Расчетные формулы для проектирования шпренгельных систем смешанной конструкции. Научные труды Ленинградского инженерно-строительного института, выпуск 17, Строительная механика и строительные конструкции, Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре, 1954.

Н. М Онуфриев, Усиление железобетонных конструкций изменением их конструктивной схемы, Стройиздат, 1949.

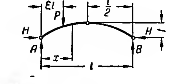
Н. А. Калашников, Комбинированный напряженно-армированный бетон и возможности его применения в городских и автодорожных мостах, Издательство Министерства коммунального хозяйства РСФСР, 1952.

АРКИ

Ниже помещены таблицы для расчета трехшарнирных и двухшарнирных арок, однопролетных двухшарнирных арок с затяжками, неразрезных равнопролетных арок с затяжками, бесшарнирных пологих и подъемистых арок.

Для расчета многопролетных арок с затяжками и неравными пролетами приведены формулы.

Все таблицы и формулы относятся к расчету арок в упругой стадии.



ТРЕХШАРНИР

Трехшарнирные арки с осью, очерченной по квад

Сосредоточенная сила P на

$\frac{x}{l}$	ξ = 0,05: $A = 0{,}95P$, $B = 0{,}05P$, $H = 0{,}025P\frac{l}{f}$		ξ = 0,10: $A = 0{,}90P$, $B = 0{,}10P$, $H = 0{,}050P\frac{l}{f}$		ξ = 0,15: $A = 0{,}85P$, $B = 0{,}15P$, $H = 0{,}075P\frac{l}{f}$		ξ = 0,20: $A = 0{,}80P$, $B = 0{,}20P$, $H = 0{,}100P\frac{l}{f}$		ξ = 0,25: $A = 0{,}75P$, $B = 0{,}25P$, $H = 0{,}125P\frac{l}{f}$	
	M	Q_0	M	Q_0	M	Q_0	M	Q_0	M	Q_0
0,05	0,043	0,95 —0,05	0,036	0,90	0,029	0,85	0,021	0,80	0,014	0,75
0,10	0,036	—0,05	0,072	0,90 —0,10	0,058	0,85	0,044	0,80	0,030	0,75
0,15	0,030	—0,05	0,060	—0,10	0,090	0,85 —0,15	0,069	0,80	0,049	0,75
0,20	0,024	—0,05	0,048	—0,10	0,072	—0,15	0,096	0,80 —0,20	0,070	0,75
0,25	0,019	—0,05	0,043	—0,10	0,057	—0,15	0,075	—0,20	0,094	0,75 —0,25
0,30	0,014	—0,05	0,028	—0,10	0,042	—0,15	0,056	—0,20	0,070	—0,25
0,35	0,010	—0,05	0,020	—0,10	0,030	—0,15	0,039	—0,20	0,047	—0,25
0,40	0,006	—0,05	0,012	—0,10	0,018	—0,15	0,024	—0,20	0,030	—0,25
0,45	0,003	—0,05	0,006	—0,10	0,009	—0,15	0,011	—0,20	0,014	—0,25
0,50	0,000	—0,05	0,000	—0,10	0,000	—0,15	0,000	—0,20	0,000	—0,25
0,55	—0,002	—0,05	—0,005	—0,10	—0,006	—0,15	—0,009	—0,20	—0,011	—0,25
0,60	—0,004	—0,05	—0,008	—0,10	—0,012	—0,15	—0,016	—0,20	—0,020	—0,25
0,65	—0,005	—0,05	—0,011	—0,10	—0,015	—0,15	—0,021	—0,20	—0,026	—0,25
0,70	—0,006	—0,05	—0,012	—0,10	—0,018	—0,15	—0,024	—0,20	—0,030	—0,25
0,75	—0,006	—0,05	—0,013	—0,10	—0,018	—0,15	—0,025	—0,20	—0,031	—0,25
0,80	—0,006	—0,05	—0,012	—0,10	—0,018	—0,15	—0,024	—0,20	—0,030	—0,25
0,85	—0,005	—0,05	—0,011	—0,10	—0,015	—0,15	—0,021	—0,20	—0,026	—0,25
0,90	—0,004	—0,05	—0,008	—0,10	—0,012	—0,15	—0,016	—0,20	—0,020	—0,25
0,95	—0,002	—0,05	—0,005	—0,10	—0,007	—0,15	—0,009	—0,20	—0,011	—0,25
Множитель	Pl	P	Pl	P	Pl	P	Pl	P	Pl	P

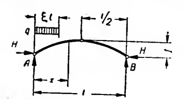
Таблица 3.128

НЫЕ АРКИ

ратной параболе или по кругу при $\frac{f}{l} \leqslant \frac{1}{4}$

расстоянии ξl от левой опоры

ξ									
0,30		0,35		0,40		0,45		0,50	
$A = 0{,}70P$ $B = 0{,}30P$ $H = 0{,}150P\frac{l}{f}$		$A = 0{,}65P$ $B = 0{,}35P$ $H = 0{,}175P\frac{l}{f}$		$A = 0{,}60P$ $B = 0{,}40P$ $H = 0{,}200P\frac{l}{f}$		$A = 0{,}55P$ $B = 0{,}45P$ $H = 0{,}225P\frac{l}{f}$		$A = 0{,}50P$ $B = 0{,}50P$ $H = 0{,}250P\frac{l}{f}$	
M	Q_0	M	Q_0	M	Q_0	M	Q_0	M	Q_0
0,006	0,70	0,000	0,65	—0,008	0,60	—0,015	0,55	—0,023	0,50
0,016	0,70	0,002	0,65	—0,012	0,60	—0,026	0,55	—0,040	0,50
0,028	0,70	0,009	0,65	—0,012	0,60	—0,032	0,55	—0,053	0,50
0,044	0,70	0,018	0,65	—0,008	0,60	—0,034	0,55	—0,060	0,50
0,062	0,70	0,032	0,65	0,000	0,60	—0,031	0,55	—0,063	0,50
0,084	0,70 —0,30	0,048	0,65	0,012	0,60	—0,024	0,55	—0,060	0,50
0,058	—0,30	0,069	0,65 —0,35	0,028	0,60	—0,012	0,55	—0,053	0,50
0,036	—0,30	0,042	—0,35	0,048	0,60 —0,40	—0,004	0,55	—0,040	0,50
0,016	—0,30	0,020	—0,35	0,022	—0,40	0,025	0,55 —0,45	—0,023	0,50
0,000	—0,30	0,000	—0,35	0,000	—0,40	0,000	—0,45	0,000	0,50 —0,50
—0,014	—0,30	—0,015	—0,35	—0,018	—0,40	—0,023	—0,45	—0,023	—0,50
—0,024	—0,30	—0,028	—0,35	—0,032	—0,40	—0,036	—0,45	—0,040	—0,50
—0,032	—0,30	—0,036	—0,35	—0,042	—0,40	—0,047	—0,45	—0,053	—0,50
—0,036	—0,30	—0,042	—0,35	—0,048	—0,40	—0,054	—0,45	—0,060	—0,50
—0,038	—0,30	—0,043	—0,35	—0,050	—0,40	—0,056	—0,45	—0,063	—0,50
—0,036	—0,30	—0,042	—0,35	—0,048	—0,40	—0,054	—0,45	—0,060	—0,50
—0,032	—0,30	—0,036	—0,35	—0,042	—0,40	—0,047	—0,45	—0,053	—0,50
—0,024	—0,30	—0,028	—0,35	—0,032	—0,40	—0,036	—0,45	—0,040	—0,50
—0,014	—0,30	—0,015	—0,35	—0,018	—0,40	—0,020	—0,45	—0,023	—0,50
Pl	P	Pl	P	Pl	P	Pl	P	Pl	P



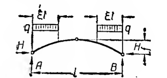
Нагрузка q, равномерно рас

$\frac{x}{l}$	ξ = 0,05: $A = 0,049ql$, $B = 0,01ql$, $H = 0,0006q\frac{l^2}{f}$		ξ = 0,10: $A = 0,095ql$, $B = 0,005ql$, $H = 0,0025q\frac{l^2}{f}$		ξ = 0,15: $A = 139ql$, $B = 0,011ql$, $H = 0,0056ql\frac{l^2}{f}$		ξ = 0,20: $A = 0,180ql$, $B = 0,020qt$, $H = 0,0100q\frac{l^2}{f}$		ξ = 0,25: $A = 0,219ql$, $B = 0,031ql$, $H = 0,0156q\frac{l^2}{f}$	
	M	Q_0	M	Q_0	M	Q_0	M	Q_0	M	Q_0
0,05	0,0010	—0,001	0,0030	0,045	0,0046	0,089	0,0069	0,130	0,0070	0,169
0,10	0,0009	—0,001	0,0036	—0,005	0,0069	0,039	0,0094	0,080	0,0112	0,119
0,15	0,0007	—0,001	0,0030	—0,005	0,0065	—0,011	0,0105	0,030	0,0136	0,069
0,20	0,0006	—0,001	0,0026	—0,005	0,0052	—0,011	0,0094	—0,020	0,0138	0,019
0,25	0,0004	—0,001	0,0019	—0,005	0,0041	—0,011	0,0075	—0,020	0,0115	—0,031
0,30	0,0003	—0,001	0,0014	—0,005	0,0030	—0,011	0,0056	—0,020	0,0085	—0,031
0,35	0,0003	—0,001	0,0010	—0,005	0,0021	—0,011	0,0039	—0,020	0,0059	—0,031
0,40	0,0001	—0,001	0,0006	—0,005	0,0012	—0,011	0,0024	—0,020	0,0035	—0,031
0,45	0,0001	—0,001	0,0003	—0,005	0,0006	—0,011	0,0011	—0,020	0,0016	—0,031
0,50	0,0000	—0,001	0,0000	—0,005	0,0000	—0,011	0,0000	—0,020	0,0000	—0,031
0,55	—0,0001	—0,001	—0,0002	—0,005	—0,0005	—0,011	—0,0009	—0,020	—0,0015	—0,031
0,60	—0,0001	—0,001	—0,0004	—0,005	—0,0010	—0,011	—0,0016	—0,020	—0,0027	—0,031
0,65	—0,0001	—0,001	—0,0005	—0,005	—0,0012	—0,011	—0,0021	—0,020	—0,0034	—0,031
0,70	—0,0001	—0,001	—0,0006	—0,005	—0,0014	—0,011	—0,0024	—0,020	—0,0039	—0,031
0,75	—0,0002	—0,001	—0,0006	—0,005	—0,0018	—0,011	—0,0025	—0,020	—0,0040	—0,031
0,80	—0,0002	—0,001	—0,0006	—0,005	—0,0014	—0,011	—0,0024	—0,020	—0,0038	—0,031
0,85	—0,0001	—0,001	—0,0005	—0,005	—0,0012	—0,011	—0,0021	—0,020	—0,0033	—0,031
0,90	—0,0001	—0,001	—0,0004	—0,005	—0,0009	—0,011	—0,0016	—0,020	—0,0026	—0,031
0,95	—0,0001	—0,001	—0,0002	—0,005	—0,0005	—0,011	—0,0009	—0,020	—0,0014	—0,031
Множитель	ql^2	ql	ql^2	ql	ql^2	ql	ql^2	ql	ql^2	ql

Продолжение табл. 3.128

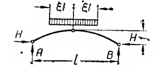
пределенная на участке ξl

ξ											
0,30		0,35		0,40		0,45		0,50		1,0	
$A = 0,255ql$ $B = 0,045ql$ $H = 0,0230q\frac{l^2}{f}$		$A = 0,289ql$ $B = 0,061ql$ $H = 0,0310q\frac{l^2}{f}$		$A = 0,320ql$ $B = 0,080ql$ $H = 0,0400q\frac{l^2}{f}$		$A = 0,349ql$ $B = 0,101ql$ $H = 0,0510q\frac{l^2}{f}$		$A = 0,375ql$ $B = 0,125ql$ $H = 0,0625q\frac{l^2}{f}$		$A=0,500ql$ $B=0,500ql$ $H=0,1250q\frac{l^2}{f}$.	
M	Q_0	M	Q_0	M	Q_0	M	Q_0	M	Q_2	M	Q_2
0,0071	0,205	0,0073	0,239	0,0072	0,270	0,0065	0,299	0,0056	0,325	0,000	0,450
0,0122	0,155	0,0127	0,189	0,0126	0,220	0,0115	0,249	0,0100	0,275	0,000	0,400
0,0153	0,105	0,0163	0,139	0,0164	0,170	0,0151	0,199	0,0131	0,225	0,000	0,350
0,0163	0,055	0,0180	0,089	0,0184	0,120	0,0172	0,149	0,0150	0,175	0,000	0,300
0,0152	0,005	0,0177	0,039	0,0188	0,070	0,0177	0,099	0,0156	0,125	0,000	0,250
0,0122	—0,045	0,0157	—0,011	0,0174	0,020	0,0169	0,049	0,0150	0,075	0,000	0,200
0,0084	—0,045	0,0115	—0,061	0,0144	—0,030	0,0145	—0,001	0,0131	0,025	0,000	0,150
0,0049	—0,045	0,0074	—0,061	0,0096	—0,080	0,0106	—0,051	0,0100	—0,025	0,000	0,100
0,0025	—0,045	0,0033	—0,061	0,0044	—0,080	0,0051	—0,101	0,0056	—0,075	0,000	0,050
0,0000	—0,045	0,0000	—0,061	0,0000	—0,080	0,0000	—0,101	0,0000	—0,125	0,000	0,000
—0,0022	—0,045	—0,0028	—0,061	—0,0036	—0,080	—0,0050	—0,101	—0,0056	—0,125	0,000	—0,050
—0,0041	—0,045	—0,0054	—0,061	—0,0064	—0,080	—0,0086	—0,101	—0,0100	—0,125	0,000	—0,100
—0,0051	—0,045	—0,0068	—0,061	—0,0084	—0,080	—0,0110	—0,101	—0,0131	—0,125	0,000	—0,150
—0,0058	—0,045	—0,0077	—0,061	—0,0096	—0,080	—0,0125	—0,101	—0,0150	—0,125	0,000	—0,200
—0,0060	—0,045	—0,0080	—0,061	—0,0100	—0,080	—0,0130	—0,101	—0,0156	—0,125	0,000	—0,250
—0,0057	—0,045	—0,0076	—0,061	—0,0096	—0,080	—0,0124	—0,101	—0,0150	—0,125	0,000	—0,300
—0,0049	—0,045	—0,0066	—0,061	—0,0084	—0,080	—0,0108	—0,101	—0,0131	—0,125	0,000	—0,350
—0,0038	—0,045	—0,0051	—0,061	—0,0064	—0,080	—0,0083	—0,101	—0,0100	—0,125	0,000	—0,400
—0,0021	—0,045	—0,0028	—0,061	—0,0036	—0,080	—0,0046	—0,101	—0,0056	—0,125	0,000	—0,450
ql^2	ql	ql^2	ql	ql^2	ql	ql^2	ql	ql^2	ql	ql^2	ql



Симметричное нагружение равномерно распре

$\frac{x}{l}$	ξ = 0,05		ξ = 0,10		ξ = 0,15		ξ = 0,20	
	$A = B = 0{,}05ql$; $H = 0{,}0012q\frac{l^2}{f}$		$A = B = 0{,}10ql$; $H = 0{,}0050q\frac{l^2}{f}$		$A = B = 0{,}15ql$; $H = 0{,}0112q\frac{l^2}{f}$		$A = B = 0{,}20ql$; $H = 0{,}0200q\frac{l^2}{f}$	
	M	Q_0	M	Q_0	M	Q_0	M	Q_0
0,05	0,0009	0,00	0,0028	0,05	0,0041	0,10	0,0060	0,15
0,10	0,0008	0,00	0,0032	0,00	0,0060	0,05	0,0078	0,10
0,15	0,0006	0,00	0,0025	0,00	0,0053	0,00	0,0084	0,05
0,20	0,0004	0,00	0,0020	0,00	0,0038	0,00	0,0070	0,00
0,25	0,0002	0,00	0,0013	0,00	0,0023	0,00	0,0050	0,00
0,30	0,0002	0,00	0,0008	0,00	0,0016	0,00	0,0032	0,00
0,35	0,0002	0,00	0,0005	0,00	0,0009	0,00	0,0018	0,00
0,40	0,0000	0,00	0,0002	0,00	0,0002	0,00	0,0008	0,00
0,45	0,0000	0,00	0,0001	0,00	0,0001	0,00	0,0002	0,00
0,50	0,0000	0,00	0,0000	0,00	0,0000	0,00	0,0000	0,00
Множитель	ql^2	ql	ql^2	ql	ql^2	ql	ql^2	ql



Симметричное нагружение равномерно рас

$\frac{x}{l}$	ξ = 0,45		ξ = 0,40		ξ = 0,35		ξ = 0,30	
	$A = B = 0{,}45ql$; $H = 0{,}1238q\frac{l^2}{f}$		$A = B = 0{,}40ql$; $H = 0{,}1200q\frac{l^2}{f}$		$A = B = 0{,}35ql$; $H = 0{,}1138q\frac{l^2}{f}$		$A = B = 0{,}30ql$; $H = 0{,}1050q\frac{l^2}{f}$	
	M	Q_0	M	Q_0	M	Q_0	M	Q_0
0,05	—0,0009	0,45	—0,0028	0,40	—0,0041	0,35	—0,0060	0,30
0,10	—0,0008	0,40	—0,0032	0,40	—0,0061	0,35	—0,0078	0,30
0,15	—0,0006	0,35	—0,0025	0,35	—0,0053	0,35	—0,0084	0,30
0,20	—0,0004	0,30	—0,0020	0,30	—0,0038	0,30	—0,0070	0,30
0,25	—0,0002	0,25	—0,0013	0,25	—0,0023	0,25	—0,0050	0,25
0,30	—0,0002	0,20	—0,0008	0,20	—0,0016	0,20	—0,0032	0,20
0,35	—0,0002	0,15	—0,0005	0,15	—0,0009	0,15	—0,0018	0,15
0,40	0,0000	0,10	—0,0002	0,10	—0,0002	0,10	—0,0008	0,10
0,45	0,0000	0,05	—0,0001	0,05	—0,0001	0,05	—0,0002	0,05
0,50	0,0000	0,00	0,0000	0,00	0,0000	0,00	0,0000	0,00
Множитель	ql^2	ql	ql^2	ql	ql^2	ql	ql^2	ql

Продолжение табл. 3.128

деленной нагрузкой q на двух участках ξl

0,25		0,30		0,35		0,40		0,45	
$A = B = 0,25ql$ $H = 0,0312q \frac{l^2}{f}$		$A = B = 0,30ql$ $H = 0,0460q \frac{l^2}{f}$		$A = B = 0,35ql$ $H = 0,0620q \frac{l^2}{f}$		$A = B = 0,40ql$ $H = 0,0800q \frac{l^2}{f}$		$A = B = 0,45ql$ $H = 0,1020q \frac{l^2}{f}$	
M	Q_0	M	Q_0	M	Q_0	M	Q_0	M	Q_0
0,0056	0,20	0,0050	0,25	0,0045	0,30	0,0036	0,35	0,0019	0,40
0,0086	0,15	0,0084	0,20	0,0076	0,25	0,0062	0,30	0,0032	0,35
0,0103	0,10	0,0104	0,15	0,0097	0,20	0,0080	0,25	0,0043	0,30
0,0088	0,05	0,0106	0,10	0,0104	0,15	0,0088	0,20	0,0048	0,25
0,0075	0,00	0,0092	0,05	0,0097	0,10	0,0088	0,15	0,0047	0,20
0,0046	0,00	0,0064	0,00	0,0087	0,05	0,0078	0,10	0,0044	0,15
0,0025	0,00	0,0033	0,00	0,0047	0,00	0,0060	0,05	0,0035	0,10
0,0008	0,00	0,0008	0,00	0,0020	0,00	0,0032	0,00	0,0020	0,05
0,0001	0,00	0,0003	0,00	0,0005	0,00	0,0008	0,00	0,0001	0,00
0,0000	0,00	0,0000	0,00	0,0000	0,00	0,0000	0,00	0,0000	0,00
ql^2	ql	ql^2	ql	ql^2	ql	ql^2	ql	ql^2	ql

пределенной нагрузкой q на участке $2\xi l$

ξ									
0,25		0,20		0,15		0,10		0,05	
$A = B = 0,25ql$ $H = 0,0938q \frac{l^2}{f}$		$A = B = 0,20ql$ $H = 0,0790q \frac{l^2}{f}$		$A = B = 0,15ql$ $H = 0,0630q \frac{l^2}{f}$		$A = B = 0,10ql$ $H = 0,0450q \frac{l^2}{f}$		$A = B = 0,05ql$ $H = 0,0230q \frac{l^2}{f}$	
M	Q_0	M	Q_0	M	Q_0	M	Q_0	M	Q_0
−0,0056	0,25	−0,0050	0,20	−0,0045	0,15	−0,0036	0,10	−0,0019	0,05
−0,0086	0,25	−0,0084	0,20	−0,0076	0,15	−0,0062	0,10	−0,0032	0,05
−0,0103	0,25	−0,0104	0,20	−0,0097	0,15	−0,0080	0,10	−0,0043	0,05
−0,0088	0,25	−0,0106	0,20	−0,0104	0,15	−0,0088	0,10	−0,0048	0,05
−0,0075	0,25	−0,0092	0,20	−0,0097	0,15	−0,0088	0,10	−0,0047	0,05
−0,0046	0,20	−0,0064	0,20	−0,0087	0,15	−0,0078	0,10	−0,0044	0,05
−0,0025	0,15	−0,0033	0,15	−0,0047	0,15	−0,0060	0,10	−0,0035	0,05
−0,0008	0,10	−0,0008	0,10	−0,0020	0,10	−0,0032	0,10	−0,0020	0,05
−0,0001	0,05	−0,0003	0,05	−0,0005	0,05	−0,0008	0,05	−0,0001	0,05
0,0000	0,00	0,0000	0,00	0,0000	0,00	0,0000	0,00	0,0000	0,00
ql^2	ql	ql^2	ql	ql^2	ql	ql^2	ql	ql^2	ql

Таблица 3.129

Опорные реакции для некоторых видов загружения

Схемы нагружения		Квадратная парабола
A	$\frac{5}{24} ql$	$\frac{1}{6} ql$
B	$\frac{1}{24} ql$	$\frac{1}{6} ql$
H_a	$\frac{1}{48} \cdot \frac{ql^2}{f}$	$\frac{1}{48} \cdot \frac{ql^2}{f}$
H_b	$\frac{1}{48} \cdot \frac{ql^2}{f}$	$\frac{1}{48} \cdot \frac{ql^2}{f}$

Схемы нагружения		
A	$-\frac{qf^2}{2l}$	$-\frac{qf^2}{6l}$
B	$\frac{qf^2}{2l}$	$\frac{qf^2}{6l}$
H_a	$\frac{3}{4} qf$	$\frac{5}{12} qf$
H_b	$\frac{1}{4} qf$	$\frac{1}{12} qf$

ДВУХШАРНИРНЫЕ АРКИ С ЗАТЯЖКАМИ (ОДНОПРОЛЕТНЫЕ И НЕРАЗРЕЗНЫЕ)

Табл. 3.130—3.136 относятся к однопролетным аркам, ось которых очерчена по квадратной параболе. Они содержат формулы для определения усилий в затяжке и моментов в различных сечениях арки. Кроме того, таблицы содержат величины поперечных сил в однопролетной балке и другие вспомогательные данные, необходимые для расчета арок.

Определение усилий в затяжке и изгибающих моментов в сечениях арки для всех приведенных в таблицах видов нагрузок производится непосредственно по табличным формулам.

Для этого вычисляется коэффициент k

$$k = \frac{1}{1 + \frac{15}{8f^2}\left(\frac{J}{F} + \frac{EJ}{E_з F_з}\right)},$$

где E — модуль упругости бетона арки;

$E_з$ — модуль упругости стали затяжки;

$F = F_б + nF_а$ — площадь приведенного сечения арки;

$F_а$ — полная площадь сечения арматуры, принимаемая предварительно $F_а = 0{,}01\,bh$;

$F_б$ — площадь сечения бетона арки;

$n = \frac{E}{E_з}$ — отношение модулей упругости;

$F_з$ — площадь сечения затяжки;

$J = J_б + nJ_а$ — приведенный момент инерции сечения арки;

$J_б$ — момент инерции бетонного сечения арки;

$J_а$ — момент инерции сечения арматуры арки.

Сечение затяжки для однопролетных арок может быть предварительно установлено по величине распора при значении $k = 0{,}9$.

Для металлических арок или жесткой несущей арматуры железобетонных арок с металлическими затяжками

$E = E_з$ — модуль упругости стали;

F — сечение арки;

J — момент инерции сечения арки.

Продольные и поперечные силы определяются по формулам

$$N = H\cos\varphi + Q_0\sin\varphi;$$
$$Q = Q_0\cos\varphi - H\sin\varphi,$$

где H — усилие в затяжке;

Q_0 — поперечная сила в соответствующем сечении однопролетной балки (дана в таблицах).

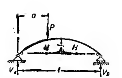
Приближенно (с точностью до 5—10%) продольные силы могут быть вычислены по формуле

$$N = \frac{H}{\cos\varphi}.$$

Таблицы могут быть использованы и для расчета однопролетных двухшарнирных арок без затяжек. При этом коэффициент k определяется по формуле

$$k = \frac{1}{1 + \frac{15}{8f^2}\cdot\frac{J}{F}}.$$

Таблица 3.130



Односторонняя сосредоточенная сила

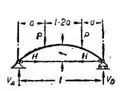
$$V_A = P(1-c); \qquad V_B = Pc; \qquad c = \frac{a}{l}$$

$$H = 0{,}625\frac{Pl}{f}k\,(c - 2c^3 + c^4)$$

Сечение x	$a=\frac{l}{8}$; $\frac{7l}{8}$; $H=0{,}0756\frac{Pl}{f}k$		$a=\frac{l}{6}$; $\frac{5l}{6}$; $H=0{,}0990\frac{Pl}{f}k$		$a=\frac{l}{4}$; $\frac{3l}{4}$; $H=0{,}1392\frac{Pl}{f}k$		$a=\frac{3l}{8}$; $\frac{5l}{8}$; $H=0{,}1806\frac{Pl}{f}k$		$a=\frac{l}{2}$; $\frac{l}{2}$; $H=0{,}1955\frac{Pl}{f}k$	
	M_x	Q_0	M_x	Q_0	M_x	Q_0	M_x	Q_0	M_x	Q_0
0	0,00	0,875	0,00	0,833	0,00	0,750	0,00	0,625	0,00	0,500
$\frac{1}{8}l$	0,1094—0,0331k	+0,875 —0,125	0,1047—0,0435k	0,833	0,0937—0,0611k	0,750	0,0781—0,0791k	0,625	0,0625—0,0856k	0,500
$\frac{1}{6}l$	0,1041—0,0423k	—0,125	0,1389—0,0550k	+0,833 —0,167	0,1252—0,0774k	0,750	0,1044—0,1004k	0,625	0,0835—0,1087k	0,500
$\frac{1}{4}l$	0,0937—0,0567k	—0,125	0,1250—0,0743k	—0,167	0,1875—0,1047k	+0,750 —0,250	0,1563—0,1356k	0,625	0,1250—0,1466k	0,500
$\frac{3}{8}l$	0,0781—0,0709k	—0,125	0,1047—0,0929k	—0,167	0,1563—0,1309k	—0,250	0,2344—0,1694k	+0,625 —0,375	0,1857—0,1834k	0,500
$\frac{1}{2}l$	0,0625—0,0756k	—0,125	0,0833—0,0990k	—0,167	0,1250—0,1392k	—0,250	0,1875—0,1806k	—0,375	0,2500—0,1955k	+0,500 —0,500
$\frac{5}{8}l$	0,0469—0,0709k	—0,125	0,0625—0,0929k	—0,167	0,0693—0,1309k	—0,250	0,1406—0,1694k	—0,375	0,1857—0,1834k	—0,500
$\frac{3}{4}l$	0,0313—0,0567k	—0,125	0,0417—0,0743k	—0,167	0,0635—0,1047k	—0,250	0,0937—0,1355k	—0,375	0,1250—0,1466k	—0,500
$\frac{5}{6}l$	0,0209—0,0423k	—0,125	0,0278—0,0550k	—0,167	0,0418—0,0774k	—0,250	0,0626—0,1004k	—0,375	0,0835—0,1087k	—0,500
$\frac{7}{8}l$	0,0156—0,0331k	—0,125	0,0208—0,0435k	—0,167	0,0313—0,0611k	—0,250	0,0469—0,0791k	—0,375	0,0625—0,0856k	—0,500
$1\,l$	0,00	—0,125	0,00	—0,167	0,00	—0,250	0,00	—0,375	0,00	—0,500
Множитель	Pl	P	Pl	P	Pl	P	Pl	P	Pl	P

Таблица 3.131

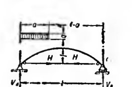
Симметричные сосредоточенные силы



$$V_A = P; \qquad V_B = P; \qquad c = \frac{a}{l}$$

$$H = 1{,}250\,\frac{Pl}{f}\,k\,(c - 2c^3 + c^4)$$

Сечение x	$\frac{l}{8}$ — $\frac{3l}{4}$ — $\frac{l}{8}$; $H=0{,}1512\frac{Pl}{f}k$		$\frac{l}{6}$ — $\frac{2l}{3}$ — $\frac{l}{6}$; $H=0{,}1980\frac{Pl}{f}k$		$\frac{l}{4}$ — $\frac{l}{2}$ — $\frac{l}{4}$; $H=0{,}2784\frac{Pl}{f}k$		$\frac{3l}{8}$ — $\frac{l}{4}$ — $\frac{3l}{8}$; $H=0{,}3612\frac{Pl}{f}k$	
	M_x	Q_0	M_x	Q_0	M_x	Q_0	M_x	Q_0
0	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00
$\frac{1}{8}l$	0,1250—0,0622k	1,00 0,00	0,1250—0,0869k	1,00	0,1250—0,1222k	1,00	0,1250—0,1582k	1,00
$\frac{1}{6}l$	0,1250—0,0846k	0,00	0,1667—0,1101k	1,00 0,00	0,1667—0,1548k	1,00	0,1667—0,2008k	1,00
$\frac{1}{4}l$	0,1250—0,1134k	0,00	0,1667—0,1485k	0,00	0,2500—0,2094k	1,00 0,00	0,2500—0,2710k	1,00
$\frac{3}{8}l$	0,1250—0,1418k	0,00	0,1667—0,1860k	0,00	0,2500—0,2618k	0,00	0,3750—0,3388k	1,00 0,00
$\frac{1}{2}l$	0,1250—0,1512k	0,00	0,1667—0,1980k	0,00	0,2500—0,2784k	0,00	0,3750—0,3612k	0,00
Множитель	Pl	P	Pl	P	Pl	P	Pl	P



Равномерно распределенная односторонняя нагрузка

Таблица 3.132

$$V_A = qa\left(1 - \frac{c}{2}\right); \qquad V_B = \frac{qa^2}{2l}; \qquad c = \frac{a}{l}$$

$$H = 0{,}0625\,\frac{ql^2}{f}\,k\,(5c^3 - 5c^4 + 2c^5)$$

Сечение x	$\frac{l}{8}$, $\frac{7l}{8}$; $H=0{,}0048\frac{ql^2}{f}k$		$\frac{l}{6}$, $\frac{5l}{6}$; $H=0{,}0085\frac{ql^2}{f}k$		$\frac{l}{4}$, $\frac{3l}{4}$; $H=0{,}0184\frac{ql^2}{f}k$		$\frac{3l}{8}$, $\frac{5l}{8}$; $H=0{,}0387\frac{ql^2}{f}k$		$\frac{l}{2}$, $\frac{l}{2}$; $H=0{,}0625\frac{ql^2}{f}k$	
	M_x	Q_0	M_x	Q_0	M_x	Q_0	M_x	Q_0	M_x	Q_0
0	0,00	0,117	0,00	0,1528	0,00	0,219	0,00	0,305	0,00	0,375
$\frac{1}{8}l$	0,0070—0,0021k	—0,008	0,0113—0,0037k	0,0278	0,0195—0,0081k	0,094	0,0303—0,0170k	0,180	0,0392—0,0274k	0,250
$\frac{1}{6}l$	0,0067—0,0027k	—0,008	0,0116—0,0047k	—0,0139	0,0227—0,0102k	0,052	0,0370—0,0215k	0,138	0,0487—0,0348k	0,202
$\frac{1}{4}l$	0,0060—0,0036k	—0,008	0,0104—0,0063k	—0,0139	0,0233—0,0138k	—0,031	0,0450—0,0290k	0,055	0,0625—0,0469k	0,125
$\frac{3}{8}l$	0,0050—0,0045k	—0,008	0,0087—0,0079k	—0,0139	0,0194—0,0173k	—0,031	0,0437—0,0363k	—0,070	0,0703—0,0586k	0,000
$\frac{1}{2}l$	0,0040—0,0048k	—0,008	0,0069—0,0085k	—0,0139	0,0155—0,0184k	—0,031	0,0350—0,0387k	—0,070	0,0625—0,0625k	—0,125
$\frac{5}{8}l$	0,0030—0,0045k	—0,008	0,0052—0,0079k	—0,0139	0,0116—0,0173k	—0,031	0,0263—0,0363k	—0,070	0,0469—0,0586k	—0,125
$\frac{3}{4}l$	0,0020—0,0036k	—0,008	0,0035—0,0063k	—0,0139	0,0078—0,0138k	—0,031	0,0175—0,0290k	—0,070	0,0313—0,0469k	—0,125
$\frac{5}{6}l$	0,0013—0,0027k	—0,008	0,0023—0,0047k	—0,0139	0,0052—0,0102k	—0,031	0,0117—0,0215k	—0,070	0,0209—0,0348k	—0,125
$\frac{7}{8}l$	0,0010—0,0021k	—0,008	0,0017—0,0037k	—0,0139	0,0039—0,0081k	—0,031	0,0088—0,0170k	—0,070	0,0156—0,0274k	—0,125
$1l$	0,00	—0,008	0,00	—0,0139	0,00	—0,031	0,00	—0,070	0,00	—0,125
Множитель	ql^2	ql	ql^2	ql	ql^2	ql	ql^2	ql	ql^2	ql

Симметричная равномерно распределенная нагрузка

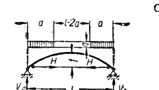
$$V_A = V_B = 0{,}5q\,(l - 2a); \qquad c = \frac{a}{l}$$

$$H = 0{,}1250\,\frac{ql^2}{f}\,k\,(1 - 5c^2 + 5c^4 - 2c^5)$$

Сечение x	$H = 0{,}1154\,\frac{ql^2}{f}k$		$H = 0{,}1081\,\frac{ql^2}{f}k$		$H = 0{,}0982\,\frac{ql^2}{f}k$		$H = 0{,}0476\,\frac{ql^2}{f}k$	
	M_x	Q_0	M_x	Q_0	M_x	Q_0	M_x	Q_0
0	0,00	0,375	0,00	0,333	0,00	0,250	0,00	0,125
$\frac{1}{8}l$	0,0468—0,0506*k*	0,375	0,0417—0,0473*k*	0,333	0,0313—0,0386*k*	0,250	0,0157—0,0208*k*	0,125
$\frac{1}{6}l$	0,0615—0,0644*k*	0,333	0,0555—0,0601*k*	0,333	0,0417—0,0546*k*	0,250	0,0209—0,0265*k*	0,125
$\frac{1}{4}l$	0,0858—0,0866*k*	0,250	0,0799—0,0812*k*	0,250	0,0628—0,0662*k*	0,250	0,0313—0,0358*k*	0,125
$\frac{3}{8}l$	0,1092—0,1082*k*	0,125	0,1033—0,1013*k*	0,125	0,0862—0,0826*k*	0,125	0,0472—0,0446*k*	0,125
$\frac{1}{2}l$	0,1170—0,1154*k*	0,00	0,1111—0,1081*k*	0,00	0,0940—0,0882*k*	0,00	0,0550—0,0476*k*	0,00
Множитель	ql^2	ql	ql^2	ql	ql^2	ql	ql^2	ql

Таблица 3.134

Симметричная равномерно распределенная нагрузка



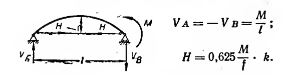
$$V_A = qa; \qquad V_B = qa; \qquad c = \frac{a}{l}$$

$$H = 0{,}1250\,\frac{ql^2}{f}\,k\,(5c^2 - 5c^4 + 2c^5)$$

Сечение x	$\frac{l}{8}$ … $\frac{l}{8}$; $H = 0{,}096\frac{ql^2}{f}K$		$\frac{l}{6}$ … $\frac{l}{6}$; $H = 0{,}0169\frac{ql^2}{f}K$		$\frac{l}{4}$ … $\frac{l}{4}$; $H = 0{,}0368\frac{ql^2}{f}K$		$\frac{3l}{8}$ … $\frac{3l}{8}$; $H = 0{,}0774\frac{ql^2}{f}K$		l; $H = 0{,}1250\frac{ql^2}{f}K$	
	M_x	Q_0	M_x	Q_0	M_x	Q_0	M_x	Q_0	M_x	Q_0
0	0,00	0,125	00,0	0,167	0,00	0,250	0,00	0,375	0,00	0,500
$\frac{1}{8}l$	0,0079—0,0042k	0,00	0,0126—0,0074k	0,042	0,0235—0,0162k	0,125	0,0391—0,0340k	0,250	0,0548	0,375
$\frac{1}{6}l$	0,0079—0,0053k	0,00	0,0139—0,0094k	0,00	0,0279—0,0204k	0,083	0,0487—0,0430k	0,208	0,0694	0,333
$\frac{1}{4}l$	0,0079—0,0072k	0,00	0,0139—0,0128k	0,00	0,0310—0,0276k	0,00	0,0625—0,0580k	0,125	0,0938	0,250
$\frac{3}{8}l$	0,0079—0,0090k	0,00	0,0139—0,0159k	0,00	0,0310—0,0346k	0,00	0,0700—0,0726k	0,00	0,1172	0,125
$\frac{1}{2}l$	0,0079—0,0095k	0,00	0,0139—0,0169k	0,00	0,0310—0,0368k	0,00	0,0700—0,0774k	0,00	0,1250	0,00
Множитель	ql^2	ql	ql^2	ql	ql^2	ql	ql^2	ql	$ql^2(1-k)$	ql

Таблица 3.135

Момент на правой опоре



$$V_A = -V_B = \frac{M}{l};$$

$$H = 0{,}625\frac{M}{f} \cdot k.$$

Сечение x	M_x	Q_0
0	0,00	1,00
$\frac{1}{8}l$	0,125—0,2738k	1,00
$\frac{1}{6}l$	0,167—0,3475k	1,00
$\frac{1}{4}l$	0,250—0,4688k	1,00
$\frac{3}{8}l$	0,375—0,5862k	1,00
$\frac{1}{2}l$	0,500—0,6250k	1,00
$\frac{5}{8}l$	0,625—0,5862k	1,00
$\frac{3}{4}l$	0,750—0,4688k	1,00
$\frac{5}{6}l$	0,833—0,3475k	1,00
$\frac{7}{8}l$	0,875—0,2738k	1,00
$1l$	1,00	1,00
Множитель	M	$\frac{M}{l}$

Таблица 3.137 составлена для трехпролетных арок с равными пролетами при отношении $\frac{f}{l}={}^1/_7$, но может быть использована также при отношении $\frac{f}{l}={}^1/_6$ и любом другом числе пролетов.

При составлении таблицы сечения арок приняты постоянными по длине пролета и одинаковыми во всех пролетах, а сечения затяжек — одинаковыми во всех пролетах.

Таблица содержит величины изгибающих моментов и продольных сил в 12 сечениях арки и величины усилий в затяжке крайнего пролета для шести основных схем нагрузок.

Значения изгибающих моментов, продольных сил и усилий в затяжках определены с учетом удлинений затяжек, но без учета влияния продольных сил на деформацию арки. Таблица составлена для арок с пролетами от 15 до 30 *м* с градацией через 2 *м*.

Таблица 3.136

Вспомогательная таблица для расчета арок, очерченных по квадратной параболе

Сечение x	x	y	tg φ	sin φ	cos φ	tg φ	sin φ	cos φ
0	0,00	0,00	0,571	0,495	0,869	0,667	0,554	0,832
$\frac{1}{8}l$	0,125	0,438	0,428	0,394	0,919	0,500	0,489	0,894
$\frac{1}{6}l$	0,167	0,556	0,382	0,356	0,935	0,444	0,406	0,914
$\frac{1}{4}l$	0,250	0,750	0,286	0,276	0,961	0,333	0,315	0,949
$\frac{3}{8}l$	0,375	0,938	0,143	0,142	0,990	0,167	0,165	0,986
$\frac{1}{2}l$	0,500	1,000	0,000	0,000	1,000	0,000	0,00	1,000
$\frac{5}{8}l$	0,625	0,938	—0,143	—0,142	0,990	—0,167	—0,165	0,986
$\frac{3}{4}l$	0,750	0,750	—0,286	—0,276	0,961	—0,333	—0,315	0,949
$\frac{5}{6}l$	0,833	0,556	—0,382	—0,356	0,935	—0,444	—0,406	0,914
$\frac{7}{8}l$	0,875	0,438	—0,428	—0,394	0,919	—0,500	—0,489	0,894
1 l	1,000	0,000	—0,571	—0,495	0,869	—0,667	—0,554	0,832
Множитель	l	f	—	—	—	—	—	—
f/l	—	—	1/7			1/6		

Все усилия в арках и затяжках вычислены для четырех различных значений величины u, зависящей от отношения $\frac{F_з}{J}$, где $F_з$ — площадь сечения затяжки, а J — приведенный момент инерции сечения арки.

Величины модулей упругости приняты:

модуль упругости бетона арки $E = 210\,000$ *кг/см²*;
модуль упругости затяжки $E_з = 2\,100\,000$ *кг/см²*.

Продольные силы вычислены для значения $u = 0{,}25$; для всех других значений u эти силы умножаются на коэффициент v, при нахождении которого отношение продольных сил при различных значениях u принято равным отношению соответствующих усилий в затяжках.

Расчетные значения изгибающего момента в произвольном сечении арки можно получить путем перемножения табличного значения изгибающего момента (для соответствующего пролета, номера нагрузки и принятого значения u) на величину нагрузки (q_1, q_2 и т. д.).

Рис. 3.23. Поперечное сечение арки.

При $\frac{f}{l} = {}^1/_7$ величина u определяется по формуле

$$u = \frac{F_з}{J} \cdot \frac{1}{1 + 10\frac{F_з}{F}} \left| \frac{1}{м^2} \right|,$$

где $F_з$ — площадь сечения затяжки;
$F = F_б + 10\,F_а$ — приведенная площадь сечения арки;
$J = J_б + 10\,J_а$ — приведенный момент инерции арки;
$F_а$ — полное сечение арматуры арки (рис. 3.23).

Сечение затяжки для многопролетных арок предварительно может быть установлено по величине распора, вычисленной при

$$u = \frac{F_з}{J} = 0{,}30 \frac{1}{м^2}.$$

Наибольшее усилие в затяжке крайнего пролета H, и продольные силы N определяются аналогично моменту. Величина N дополнительно умножается на коэффициент v. Усилия в затяжке среднего пролета находятся как продольные силы в среднем сечении арки данного пролета.

При $\frac{f}{l} = {}^1/_6$ изгибающие моменты во всех сечениях находятся по тем же таблицам, но величина u определяется по формуле

$$u = \frac{F_з}{J} \left| \frac{1}{м^2} \right|.$$

Продольные силы и усилия в затяжке находятся тем же путем, но с умножением полученных результатов на ${}^6/_7$.

Таблицы могут быть использованы для расчета равнопролетных арок, где число пролетов не равно трем. При этом расчет рекомендуется вести следующим образом:

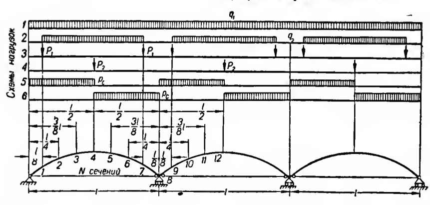
1. Усилия в двухпролетных арках определяются по таблицам, по данным крайнего пролета трехпролетных арок.

2. Усилия в крайних пролетах многопролетных арок определяются по таблицам, по данным крайнего пролета трехпролетных арок.

3. Усилия в средних пролетах многопролетных арок определяются по таблицам, по данным среднего пролета трехпролетных арок.

Таблица 3.137

Неразрезные арки с затяжками



$l = 15$ *м*

$u = \frac{F_з}{J} \cdot \frac{1}{м^2}$

№ схемы	Усилия	Сечения / u	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	H	V	Множитель
1	M	0,15	4,588	5,909	6,693	5,923	3,724	0,050	—3,215	—11,716	—1,971	1,442	4,732	5,826	7,628	0,842	q_1
		0,20	3,678	4,990	5,604	4,966	3,078	—0,063	—2,852	—10,105	—1,623	1,348	4,211	5,163	8,449	0,934	
		0,25	3,363	4,326	4,851	4,285	2,631	—0,115	—2,561	—8,861	—1,381	1,247	3,778	4,620	9,053	1,000	
		0,30	2,973	3,821	4,280	3,771	2,299	—0,141	—2,292	—7,923	—1,204	1,150	3,418	4,172	9,516	1,052	
	N	—	10,24	9,74	9,22	9,06	9,22	9,74	10,24	11,60	8,15	7,59	7,03	6,82	—	—	$V \cdot q_1$
2	M	0,15	2,909	4,809	6,184	5,815	3,831	0,103	—3,359	—9,411	—2,359	1,221	4,641	5,738	6,745	0,839	q_2
		0,20	2,279	3,994	5,256	4,971	3,267	0,016	—3,120	—7,956	—2,052	1,126	4,159	5,127	7,479	0,932	
		0,25	1,821	3,403	4,586	4,367	2,873	—0,024	—2,743	—6,853	—1,840	1,027	3,759	4,026	8,018	1,000	
		0,30	1,483	2,955	4,099	3,914	2,583	—0,039	—2,504	—5,988	—1,666	0,937	3,430	4,218	8,431	1,049	
	N	—	9,28	8,74	8,20	8,02	8,20	8,74	9,28	9,46	7,66	7,10	6,50	6,30	—	—	$V \cdot q_2$

3	M	0,15	1,369	0,935	0,447	0,156	0,061	0,162	0,339	—1,545	0,505	0,348	0,196	0,146	0,734	0,848	P_1
		0,20	1,302	0,848	0,347	0,064	—0,003	0,147	0,368	—1,402	0,540	0,345	0,157	0,095	0,809	0,936	
		0,25	1,254	0,786	0,277	—0,001	—0,047	0,139	0,392	—1,294	0,564	0,340	0,123	0,051	0,865	1,000	
		0,30	1,222	0,744	0,229	—0,043	—0,073	0,139	0,406	—1,209	0,582	0,334	0,094	0,014	0,904	1,045	
	N	—	1,17	0,83	0,86	0,87	0,86	0,83	1,17	1,25	0,86	0,52	0,53	0,54	—	—	$V \cdot P_1$
4	M	0,15	0,076	0,263	0,735	1,435	0,487	—0,234	—0,585	—0,993	—0,479	—0,116	0,572	1,427	0,849	0,840	P_2
		0,20	—0,003	0,159	0,618	1,328	0,416	—0,243	—0,540	—0,805	—0,438	—0,126	0,513	1,351	0,942	0,930	
		0,25	—0,061	0,085	0,533	1,253	0,368	—0,246	—0,502	—0,662	—0,412	—0,139	0,459	1,284	1,011	1,000	
		0,30	—0,106	0,028	0,468	1,195	0,331	—0,247	—0,472	—0,550	—0,392	—0,152	0,415	1,230	1,064	1,053	
	N	—	1,12	1,11	1,07	1,01	1,07	1,11	1,12	1,13	0,97	0,95	0,90	0,84	—	—	$V \cdot P_2$
5	M	0,15	5,419	6,469	5,964	2,962	—0,775	—3,490	—4,733	—5,858	2,14	4,238	5,003	2,913	3,814	0,843	p_c
		0,20	5,064	6,011	5,439	2,483	—1,098	—3,547	—4,551	—5,053	2,314	4,189	4,748	2,581	4,236	0,933	
		0,25	4,807	5,679	5,062	2,143	—1,322	—3,573	—4,401	—4,441	2,435	4,139	4,526	2,310	4,527	1,000	
		0,30	4,612	5,426	4,777	1,886	—1,492	—3,586	—4,271	—3,962	2,523	4,090	4,346	2,086	4,758	1,051	
	N	—	5,34	4,87	4,47	4,53	4,75	4,87	4,90	4,87	4,30	3,80	3,38	3,41	—	—	$V \cdot p_c$
6	M	0,15	—0,831	—0,560	0,689	2,961	4,499	3,540	1,518	—5,858	—4,111	—2,795	—0,271	2,913	3,814	0,843	p_c
		0,20	—1,186	—1,021	0,165	2,483	4,176	3,484	1,699	—5,052	—3,937	—2,841	—0,537	2,582	4,225	0,933	
		0,25	—1,444	—1,353	—0,211	2,142	3,953	4,458	1,850	—4,440	—3,816	—2,892	—0,748	2,310	4,527	1,000	
		0,30	—1,639	—1,605	—0,497	1,885	3,791	3,445	1,979	—3,961	—3,727	—2,940	—0,928	2,086	4,758	1,051	
	N	—	4,90	4,87	4,75	4,53	4,47	4,87	5,34	6,73	3,85	3,79	3,65	3,41	—	—	$V \cdot p_c$

Продолжение табл. 3.137

$l = 16$ м

$$u = \frac{F_з}{J} \cdot \frac{1}{м^2}$$

№ схемы	Усилия	Сечения / u	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	H	V	Множитель
1	M	0,15	4,851	6,244	7,024	6,239	3,898	—0,008	—3,478	—12,506	—2,059	1,599	5,127	6,299	8,534	0,853	q_1
		0,20	4,069	5,233	5,874	5,185	3,202	—0,109	—3,407	—10,685	—1,683	1,470	4,510	5,520	9,390	0,939	
		0,25	3,510	4,512	5,057	4,458	2,724	—0,153	—2,704	—9,331	—1,427	1,342	4,011	4,897	10,008	1,000	
		0,30	3,087	3,966	4,439	3,906	2,370	—0,172	—2,425	—8,277	—1,239	1,227	3,602	4,392	10,480	1,048	
	N	—	11,25	10,72	10,19	10,00	10,19	10,72	11,25	12,68	9,16	8,57	7,97	7,77	—	—	$V \cdot q_1$
2	M	0,15	2,983	5,409	6,556	6,178	4,066	0,068	—3,651	—9,962	—2,521	1,349	5,045	6,227	7,550	0,852	q_2
		0,20	2,288	4,150	5,535	5,253	3,455	—0,010	—3,253	—8,320	—2,191	1,220	4,473	5,507	8,313	0,938	
		0,25	1,791	3,509	4,810	4,602	3,036	—0,039	—2,936	—7,098	—1,964	1,098	4,015	4,937	8,865	1,000	
		0,30	1,478	3,022	4,250	4,111	2,713	—0,051	—2,616	—6,147	—1,745	0,988	3,629	4,473	9,288	1,048	
	N	—	10,20	9,62	9,06	8,87	9,06	9,62	10,20	10,36	8,70	7,98	7,38	7,17	—	—	$V \cdot q_2$

3	*M*	0,15	1,428	0,955	0,428	0,121	0,034	0,166	0,375	—1,579	0,557	0,371	0,192	0,132	0,768	0,858	P_1
		0,20	1,359	0,866	4,525	0,028	—0,031	0,152	0,348	—1,428	0,592	0,366	0,147	0,075	0,842	0,941	
		0,25	1,310	0,803	0,855	—0,038	—0,074	0,145	0,433	—1,316	0,616	0,359	0,111	0,028	0,895	1,000	
		0,30	1,274	0,757	0,202	—0,085	—0,105	0,143	0,455	—1,228	0,634	0,352	0,081	—0,010	0,935	1,045	
	N	—	1,20	0,86	0,89	0,90	0,89	0,86	1,20	1,28	0,90	0,56	0,57	0,58	—	—	$V \cdot P_1$
4	*M*	0,15	0,043	0,230	0,727	1,479	0,485	—0,254	—0,602	—0,969	—0,489	—0,125	0,586	1,490	0,891	0,845	P_2
		0,20	—0,062	0,124	0,606	1,369	0,414	—0,261	—0,575	—0,770	—0,450	—0,142	0,514	1,400	0,982	0,932	
		0,25	—0,105	0,039	0,510	1,281	0,354	—0,271	—0,519	—0,621	—0,429	—0,165	0,448	1,820	1,053	1,000	
		0,30	—0,145	0,012	0,454	1,233	0,327	—0,284	—0,482	—0,506	—0,404	—0,172	0,411	1,272	1,100	1,042	
	N	—	1,16	1,15	1,11	1,05	1,11	1,15	1,16	1,16	1,02	1,00	0,96	0,90	—	—	$V \cdot P_2$
5	*M*	0,15	5,981	7,122	6,512	3,119	—1,051	—4,004	—5,295	—6,253	2,526	4,600	5,564	3,150	4,267	0,853	p_c
		0,20	5,590	6,617	5,811	2,592	—1,399	—4,055	—5,079	—5,342	2,714	4,73	5,255	2,76	4,695	0,938	
		0,25	5,311	6,256	5,529	2,229	—1,638	—4,076	—4,908	—4,666	2,842	4,671	5,001	2,449	5,004	1,000	
		0,30	5,099	5,933	5,220	1,953	—1,815	—4,086	—4,825	—4,138	2,936	4,608	4,801	2,196	5,240	1,047	
	N	—	5,86	5,36	4,95	5,00	5,24	5,36	5,39	5,35	4,81	4,29	3,84	3,89	—	—	$V \cdot p_c$
6	*M*	0,15	—1,130	—0,878	0,512	3,120	4,949	3,996	1,817	—6,253	—4,585	—3,201	—0,437	3,149	4,267	0,853	p_c
		0,20	—1,521	—1,384	0,063	2,593	4,601	3,946	2,032	—5,341	—4,397	—3,260	—0,743	2,760	4,695	0,938	
		0,25	—1,801	—1,744	—0,472	2,229	4,362	3,923	2,204	—4,665	—4,269	—3,329	—0,990	2,448	5,004	1,000	
		0,30	—2,012	—1,967	—0,781	1,953	4,185	3,914	2,399	—4,139	—4,175	—3,381	—1,199	2,196	5,240	1,047	
	N	—	5,39	5,36	5,24	5,00	4,95	5,36	5,86	7,33	4,35	4,28	4,13	3,88	—	—	$V \cdot p_c$

Продолжение табл. 3.137

$l = 18$ м

$$u = \frac{F_з}{J} \cdot \frac{1}{м^2}$$

№ схемы	Усилия	Сечения / u	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	H	V	Множитель
1	M	0,15	5,33	6,85	7,70	6,83	4,22	—0,12	—3,96	—13,94	—2,21	1,90	5,86	7,17	10,40	0,87	q_1
		0,20	4,38	5,63	6,31	5,56	3,39	—0,20	—3,39	—11,66	—1,78	1,68	5,01	6,12	11,32	0,95	
		0,25	3,75	4,82	5,39	4,74	2,87	—0,22	—2,96	—10,07	—1,50	1,51	4,40	5,36	11,94	1,00	
		0,30	3,28	4,21	4,71	4,13	2,49	—0,23	—2,63	—8,88	—1,30	1,36	3,92	4,77	12,42	1,04	
	N	—	13,25	12,62	12,10	11,90	12,10	12,62	13,25	14,84	11,25	10,61	9,97	9,75	—	—	$V \cdot q_1$
2	M	0,15	3,05	5,46	7,23	6,86	4,51	—0,04	4,21	—10,90	—2,84	1,58	5,80	7,14	9,20	0,87	q_2
		0,20	2,21	4,37	6,01	5,76	3,80	—0,05	—3,68	—8,85	—2,46	1,38	5,03	6,19	10,03	0,95	
		0,25	1,71	3,62	5,29	5,13	3,43	—0,06	—3,24	—7,42	—2,21	1,21	4,41	5,43	10,55	1,00	
		0,30	1,23	3,11	4,59	4,49	3,00	—0,06	—2,99	—6,34	—2,04	1,07	4,02	4,95	11,01	1,04	
	N	—	12,01	11,38	10,77	10,55	11,77	11,38	12,01	12,18	10,57	9,92	9,27	9,03	—	—	$V \cdot q_2$

3	M	0,15	1,53	0,98	0,37	0,03	—0,04	0,16	0,43	—1,64	0,66	0,41	0,18	0,10	0,84	0,89	P_1
		0,20	1,47	0,90	0,28	—0,05	—0,09	0,16	0,49	—1,47	0,70	0,40	0,12	0,03	0,90	0,96	
		0,25	1,43	0,84	0,22	—0,10	—0,12	0,16	0,53	—1,35	0,72	0,40	0,09	—0,02	0,94	1,00	
		0,30	1,38	0,79	0,15	—0,16	—0,16	0,15	0,54	—1,26	0,73	0,39	0,05	—0,07	0,98	1,04	
	N	—	1,24	0,91	0,93	0,94	0,93	0,91	1,24	1,32	0,97	0,62	0,64	0,65	—	—	$V \cdot P_1$
4	M	0,15	—0,03	0,16	0,71	0,56	0,48	—0,29	—0,63	—0,91	—0,52	—0,16	0,59	1,59	0,97	0,87	P_2
		0,20	—0,11	0,05	0,58	1,45	0,41	—0,28	—0,57	—0,68	—0,48	—0,19	0,50	1,48	1,05	0,95	
		0,25	—0,18	—0,03	0,49	1,36	1,36	—0,30	—0,53	—0,53	—0,45	—0,20	0,45	1,41	1,11	1,00	
		0,30	—0,22	—0,09	0,43	1,31	0,32	—0,30	—0,50	—0,41	—0,43	—0,21	0,40	1,35	1,16	1,05	
	N	—	1,22	1,21	1,17	1,11	1,17	1,21	1,22	1,22	1,11	1,09	1,05	0,99	—	—	$V \cdot P_2$
5	M	0,15	7,16	8,49	7,65	3,42	—1,69	—5,12	—6,48	—6,97	3,40	6,01	6,73	3,59	5,20	0,87	p_c
		0,20	6,69	7,88	6,95	2,78	—2,10	—5,16	—6,19	—5,83	3,61	5,90	6,30	3,06	5,66	0,95	
		0,25	6,38	7,47	6,49	2,37	—2,36	—5,17	—5,98	—5,04	3,75	5,82	6,00	2,68	5,97	1,00	
		0,30	6,14	7,17	6,15	2,07	—2,55	—5,18	—5,81	—4,44	3,85	5,74	5,76	2,38	6,21	1,04	
	N	—	6,94	6,31	5,89	5,95	6,21	6,31	6,31	6,30	5,89	5,31	4,82	4,88	—	—	$V \cdot p_c$
6	M	0,15	—1,83	—1,64	0,05	3,41	5,91	5,00	2,52	—6,97	—5,61	—4,11	—0,87	3,58	5,20	0,87	p_c
		0,20	—2,31	—2,25	—0,64	2,78	5,49	4,96	2,80	—5,83	—5,39	—4,22	—1,29	3,06	5,66	0,95	
		0,25	—2,65	—2,65	—1,10	2,37	5,23	4,95	3,02	—5,03	—5,25	—4,31	—1,60	2,68	5,97	1,00	
		0,30	—2,86	—2,96	—1,44	2,06	5,04	4,95	3,18	—4,44	—5,15	—4,38	—1,84	2,39	6,21	1,04	
	N	—	6,31	6,31	6,21	5,95	5,89	6,31	6,94	8,54	5,36	5,30	5,15	4,87	—	—	$V \cdot p_c$

Продолжение табл. 3.137

$l = 20$ м

$u = \frac{F_з}{J} \cdot \frac{1}{м^2}$

№ схемы	Усилия	Сечения / u	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	H	V	Множитель
1	M	0,15	5,73	7,37	8,26	7,29	4,47	—0,22	—4,37	—15,18	—2,34	2,16	6,49	7,93	12,30	0,89	q_1
		0,20	4,69	6,02	6,73	5,92	3,59	—0,27	—3,70	—12,58	—1,88	1,88	5,49	6,69	13,22	0,95	
		0,25	3,97	5,09	5,69	4,99	3,01	—0,31	—3,19	—10,74	—1,56	1,65	4,75	5,78	13,88	1,00	
		0,30	3,53	4,54	5,08	4,48	2,74	—0,35	—2,71	—9,37	—1,26	1,58	4,31	5,22	14,30	1,03	
	N	—	15,37	14,68	14.10	13,90	14,10	14,68	15,37	17,08	13,30	12,62	11,93	11,70	—	—	$V \cdot q_1$
2	M	0,15	3,02	5,76	7,83	7,48	4,92	—0,09	—4,73	—11,63	—3,17	1,77	6,48	7,97	10,89	0,89	q_2
		0,20	2,09	4,56	6,48	6,26	4,15	—0,08	—4,10	—9,29	—2,76	1,51	5,56	6,83	11,72	0,95	
		0,25	1,44	3,74	5,55	5,44	3,64	—0,08	—3,64	—7,63	—2,48	1,29	4,88	6,00	12,30	1,00	
		0,30	0,97	3,13	4,87	4,84	3,27	—0,06	—3,29	—6,39	—2,29	1,13	4,36	5,36	12,73	1,04	
	N	—	13,87	13,20	12,53	12,30	12,53	13,20	13,87	14,02	12,44	11,72	11,00	10,77	—	—	$V \cdot q_2$

3	*M*	0,15	1,66	1,03	0,34	—0,02	—0,08	0,18	0,53	—1,68	0,76	0,45	0,15	0,05	0,88	0,89	P_1
		0,20	1,58	0,93	0,24	—0,12	—0,14	0,18	0,57	—1,51	0,80	0,44	0,09	—0,02	0,94	0,95	
		0,25	1,53	0,86	0,16	—0,19	—0,19	0,18	0,59	—1,39	0,82	0,43	0,03	—0,10	0,99	1,00	
		0,30	1,50	0,83	0,12	—0,23	—0,21	0,18	0,63	—1,30	0,84	0,42	0,02	—0,12	1,02	1,03	
	N	—	1,28	0,95	0,98	0,99	0,98	0,95	1,28	1,36	1,02	0,68	0,79	0,71	—	—	$V : P_1$
4	*M*	0,15	—0,11	0,09	—0,68	1,64	0,47	—0,33	—0,66	—0,83	—0,54	—0,19	0,59	1,69	1,03	0,88	P_2
		0,20	—0,20	—0,03	—0,55	1,53	0,40	—0,33	—0,60	—0,60	—0,50	—0,22	0,50	1,57	1,11	0,95	
		0,25	—0,27	—0,11	—0,46	1,45	0,35	—0,33	—0,55	—0,44	—0,48	—0,24	0,43	1,49	1,17	1,00	
		0,30	—0,30	—0,17	—0,39	1,39	0,31	—0,33	—0,52	—0,33	—0,46	—0,26	0,38	1,42	1,21	1,03	
	N	—	1,27	1,26	1,23	1,17	1,23	1,26	1,27	1,26	1,19	1,17	1,13	1,07	—	—	$V \cdot P_2$
5	*M*	0,15	8,42	9,94	8,82	3,64	—2,45	—6,36	—7,74	—7,59	4,39	7,33	7,93	3,96	6,15	0,89	p_c
		0,20	7,90	9,26	8,05	2,96	—2,90	—6,38	—7,41	—6,30	4,62	7,19	7,43	3,34	6,61	0,95	
		0,25	7,54	8,80	7,53	2,50	—3,18	—6,39	—7,15	—5,37	4,78	7,08	7,06	2,89	6,94	1,00	
		0,30	7,32	8,52	7,23	2,24	—3,32	—6,43	—6,91	—4,68	4,93	7,04	6,84	2,61	7,15	1,03	
	N	—	7,98	7,34	6,87	6,95	7,23	7,34	7,39	7,30	6,95	6,31	5,78	5,85	—	—	$V \cdot p_c$
6	*M*	0,15	—3,69	—2,57	—0,56	3,65	6,92	6,14	3,37	—7,59	—6,73	—5,17	—1,44	3,97	6,15	0,89	p_c
		0,20	—3,21	—3,24	—1,32	2,96	6,49	6,11	3,71	—6,28	—6,50	—5,31	—1,94	3,35	6,61	0,95	
		0,25	—3,57	—3,71	—1,84	2,50	6,19	6,08	3,96	—5,37	—6,34	—5,43	—2,31	2,89	6,94	1,00	
		0,30	—3,79	—3,98	—2,15	2,24	6,06	6,08	4,70	—4,69	—6,19	—5,46	—2,53	2,61	7,15	1,03	
	N	—	7,39	7,34	7,23	6,95	6,87	7,34	7,98	9,78	6,35	6,31	6,15	5,85	—	—	$V \cdot p_c$

Продолжение табл. 3.137

$l = 22$ *м*

$$u = \frac{F_3}{J} \cdot \frac{1}{м^2}$$

№ схемы	Усилия	Сечения / u	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	H	V	Множитель
1	M	0,15	6,11	7,85	8,80	7,76	4,77	—0,35	—4,63	—16,11	—2,30	2,53	7,19	8,74	14,22	0,90	q_1
		0,20	4,92	6,32	7,06	6,19	3,74	—0,34	—3,95	—13,30	—1,94	2,04	5,87	7,15	15,16	0,96	
		0,25	4,14	5,30	5,92	5,18	3,11	—0,33	—3,37	—11,26	—1,66	1,77	5,02	6,11	15,80	1,00	
		0,30	3,56	4,57	5,09	4,46	2,65	—0,32	—2,95	—9,77	—1,39	1,55	4,38	5,34	16,28	1,03	
	N	—	17,41	16,70	16,04	15,80	16,04	16,70	17,41	19,13	15,41	14,69	13,96	13,70	—	—	$V \cdot q_1$
2	M	0,15	2,89	5,99	8,37	8,06	5,33	—0,09	—5,21	—12,16	—3,49	1,94	7,10	8,73	12,60	0,99	q_2
		0,20	1,86	4,66	6,87	6,72	4,50	—0,09	—4,48	—9,51	—3,05	1,61	6,03	7,41	13,44	0,96	
		0,25	1,16	3,76	5,87	5,83	3,95	—0,07	—3,95	—7,67	—2,75	1,36	5,26	6,46	14,02	1,00	
		0,30	0,65	3,12	5,14	5,19	3,58	—0,04	—3,56	—6,31	—2,54	1,17	4,68	5,75	14,44	1,03	
	N	—	15,72	15,00	14,26	14,02	14,26	15,00	15,72	15,84	14,39	13,62	12,86	12,60	—	—	$V \cdot q_2$

3	M	0,15	1,77	1,06	0,30	−0,10	−0,13	0,20	0,62	−1,73	0,86	0,49	0,12	0,00	0,92	0,90	P_1
		0,20	1,69	0,96	0,19	−0,20	−0,20	0,19	0,66	−1,55	0,90	0,47	0,06	−0,08	0,98	0,96	
		0,25	1,64	0,90	0,12	−0,26	−0,24	0,19	0,69	−1,42	0,92	0,46	0,01	−0,14	1,02	1,00	
		0,30	1,60	0,85	0,05	−0,32	−0,28	0,17	0,71	−1,34	0,92	0,43	−0,04	−0,20	1,05	1,03	
	N	—	1,31	0,98	1,01	1,02	1,01	0,98	1,31	1,38	1,07	0,73	0,75	−0,76	—	—	$V \cdot P_1$
4	M	0,15	−0,19	0,01	0,65	1,72	0,47	−0,36	−0,68	0,74	−0,57	−0,23	0,58	1,77	1,08	0,89	P_2
		0,20	−0,27	−0,11	0,52	1,61	0,39	−0,36	−0,66	−0,51	−0,53	−0,26	0,49	1,65	1,16	0,96	
		0,25	−0,33	−0,18	0,44	1,53	0,36	−0,36	−0,53	−0,35	−0,50	−0,28	0,42	1,57	1,21	1,00	
		0,30	−0,38	−0,24	0,37	1,47	0,31	−0,36	−0,53	−0,23	−0,49	−0,30	0,37	1,51	1,25	1,03	
	N	—	1,30	−1,29	1,26	1,20	1,26	1,29	1,30	1,29	1,24	1,23	1,20	1,14	—	—	$V \cdot P_2$
5	M	0,15	9,78	11,48	10,07	3,88	−3,29	−7,77	−9,04	−8,05	5,57	8,83	9,27	4,37	7,11	0,90	p_c
		0,20	9,18	10,72	9,20	3,09	−3,81	−7,73	−8,70	−6,65	5,75	8,58	8,61	3,57	7,58	0,96	
		0,25	8,79	10,21	8,63	2,59	−4,12	−7,73	−8,41	−5,63	5,89	8,45	8,18	3,05	7,90	1,00	
		0,30	8,05	9,85	8,22	2,23	−4,20	−7,72	−8,20	−4,88	6,03	8,34	7,86	2,67	8,14	1,03	
	N	—	9,03	8,35	7,83	7,90	8,21	8,35	8,38	8,20	8,03	7,35	6,78	6,85	—	—	$V \cdot p_c$
6	M	0,15	−3,67	−3,63	−1,27	3,88	8,06	7,42	4,41	−8,06	−7,87	−6,30	−2,08	4,37	7,11	0,90	p_c
		0,20	−4,26	−4,40	−2,14	3,09	7,55	7,39	4,75	−6,65	−7,69	−6,54	−2,74	3,57	7,58	0,96	
		0,25	−4,65	−4,91	−2,71	2,59	7,23	7,40	5,04	−5,63	−7,55	−6,68	−3,16	3,05	7,90	1,00	
		0,30	−4,49	−5,28	−3,13	2,23	6,85	7,40	5,25	−4,89	−7,42	−6,79	−3,48	2,67	8,14	1,03	
	N	—	8,38	8,35	8,21	7,90	7,83	8,35	9,03	10,93	7,38	7,34	7,18	6,85	—	—	$V \cdot p_c$

Продолжение табл. 3.137

$l = 24$ *м*

$u = \frac{F_з}{J} \cdot \frac{1}{м^2}$

№ схемы	Усилия	Сечения / u	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	H	V	Множитель
1	M	0,15	6,38	8,18	9,16	8,04	4,86	—0,40	—5,07	—17,18	—2,54	2,58	7,52	9,16	16,16	0,91	q_1
		0,20	5,12	6,56	7,34	6,44	3,86	—0,38	—4,16	—13,92	—2,00	2,18	6,20	7,54	17,10	0,96	
		0,25	4,28	5,48	6,12	5,36	3,20	—0,36	—3,52	—11,70	—1,65	1,88	5,26	6,38	17,74	1,00	
		0,30	3,70	4,76	5,30	4,66	2,78	—0,28	—3,02	—10,08	—1,37	1,68	4,62	5,60	18,18	1,03	
	N	—	19,41	18,66	17,97	17,70	17,97	18,66	19,41	21,36	17,53	16,76	15,99	15,70	—	—	$V \cdot q_1$
2	M	0,15	2,67	6,14	8,84	8,59	5,71	—0,12	—5,68	—12,52	—3,83	2,06	7,65	9,41	14,32	0,91	q_2
		0,20	1,54	4,69	7,21	7,14	4,81	—0,10	—4,80	—9,59	—3,36	1,67	6,43	7,91	15,17	0,96	
		0,25	0,80	3,73	6,14	6,20	4,24	—0,06	—4,26	—7,59	—3,05	1,39	5,58	6,87	15,73	1,00	
		0,30	0,25	3,04	5,36	5,51	3,82	—0,03	—3,84	—6,14	—2,84	1,17	4,94	6,09	16,15	1,03	
	N	—	17,55	16,78	16,01	15,73	16,01	16,78	17,55	17,67	16,35	15,54	14,71	14,43	—	—	$V \cdot q_2$

3	M	0,15	1,88	1,09	0,25	—0,17	—0,19	0,21	0,70	—1,76	0,97	0,52	0,09	—0,05	0,96	0,91	P_1
		0,20	1,80	1,00	0,15	—0,27	—0,25	0,20	0,75	—1,58	1,00	0,50	0,02	—0,14	1,01	0,96	
		0,25	1,76	0,93	0,07	—0,33	—0,29	0,20	0,78	—1,46	1,02	0,49	—0,03	—0,20	1,05	1,00	
		0,30	1,72	0,90	0,04	—0,30	—0,32	0,20	0,80	—1,38	1,03	0,47	0,07	—0,24	1,07	1,02	
	N	—	1,34	1,01	1,04	1,05	1,04	1,01	1,34	1,41	1,11	0,77	0,79	—0,80	—	—	$V \cdot P_1$
4	M	0,15	—0,26	—0,07	0,62	1,80	0,46	—0,40	—0,70	—0,65	—0,59	—0,24	0,57	1,85	1,13	0,91	P_2
		0,20	—0,35	—0,19	0,49	1,68	0,39	—0,39	—0,63	—0,42	—0,56	—0,31	0,47	1,73	1,20	0,97	
		0,25	—0,40	—0,25	0,42	1,63	0,36	—0,37	—0,57	—0,27	—0,54	—0,33	0,41	1,66	1,24	1,00	
		0,30	—0,46	—0,33	0,33	1,54	0,29	—0,30	—0,56	—0,14	—0,53	—0,36	0,33	1,56	1,28	1,03	
	N	—	1,34	1,33	1,30	1,24	1,30	1,33	1,34	1,32	1,29	1,28	1,25	1,19	—	—	$V \cdot P_2$
5	M	0,15	11,19	13,09	11,33	4,02	—4,32	—9,20	—10,54	—8,69	6,73	10,29	10,51	4,58	8,08	0,91	p_c
		0,20	10,56	12,28	10,42	3,22	—4,82	—9,19	—10,08	—6,96	7,00	10,09	9,85	3,77	8,55	0,96	
		0,25	10,14	11,74	9,81	2,68	—5,15	—9,18	—9,76	—5,85	7,18	9,94	9,38	3,19	8,87	1,00	
		0,30	9,85	11,38	9,40	2,33	—5,36	—9,14	—9,51	—5,04	7,32	9,84	9,06	2,80	9,09	1,03	
	N	—	10,06	9,33	8,77	8,85	9,20	9,33	9,35	9,19	9,12	8,38	7,78	7,85	—	—	$V \cdot p_c$
6	M	0,15	—4,81	—4,91	—2,17	4,02	9,18	8,80	5,47	—8,59	—9,27	—7,71	—2,99	4,58	8,08	0,91	p_c
		0,20	—5,44	—5,72	—3,08	3,22	8,68	8,81	5,92	—6,96	—9,00	—7,91	—3,65	3,77	8,55	0,96	
		0,25	—5,86	—6,26	—3,69	2,68	8,35	8,82	6,24	—5,85	—8,83	—8,06	—4,12	3,19	8,87	1,00	
		0,30	—6,15	—6,62	—4,10	2,33	8,14	8,86	6,49	—5,04	—8,69	—8,16	—4,44	2,80	9,09	1,03	
	N	—	9,35	9,33	9,20	8,85	8,77	9,33	10,06	12,17	8,41	8,38	8,21	7,85	—	—	$V \cdot p_c$

Продолжение табл. 3.137

$l = 26$ *м*

$u = \frac{F_з}{J} \cdot \frac{1}{м^2}$

№ схемы	Усилия	Сечения / u	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	H	V	Множитель
1	M	0,15	6,64	8,52	9,52	8,36	5,03	—0,46	—5,34	—17,96	—2,61	2,78	7,96	9,68	18,08	0,92	q_1
		0,20	5,27	6,77	7,55	6,60	3,94	—0,45	—4,35	—14,44	—2,06	2,28	6,46	7,84	19,02	0,97	
		0,25	4,39	5,63	6,28	5,48	3,27	—0,40	—3,65	—12,06	—1,69	1,95	5,46	6,62	19,64	1,00	
		0,30	3,77	4,83	5,38	4,70	2,80	—0,35	—3,14	—10,36	—1,42	1,71	4,73	5,72	20,08	1,02	
	N	—	21,46	20,70	19,92	19,66	19,92	20,70	21,46	23,55	19,64	18,80	18,80	17,72	—	—	$V \cdot q_1$
2	M	0,15	2,37	6,23	9,27	9,10	6,09	—0,14	—6,11	—12,72	—4,18	2,16	8,17	10,04	18,04	0,92	q_2
		0,20	1,17	4,69	7,55	7,58	5,16	—0,08	—5,19	—9,54	—3,67	1,72	6,83	8,40	18,88	0,97	
		0,25	0,37	3,66	6,40	6,57	4,55	—0,04	—4,39	—7,38	—3,39	1,41	5,90	7,26	17,44	1,00	
		0,30	—0,19	2,94	5,59	5,86	4,13	0,01	—4,10	—5,86	—3,13	1,17	5,22	6,44	17,84	1,02	
	N	—	19,38	18,54	17,71	17,43	17,71	18,54	12,38	19,50	18,28	17,39	16,56	16,25	—	—	$V \cdot q_2$

50 134

3	*M*	0,15	1,99	1,12	0,81	—0,25	—0,24	0,22	0,79	—1,80	1,07	0,55	0,06	—0,11	0,99	0,92	P_1
		0,20	1,92	1,03	0,10	—0,34	—0,31	0,22	0,83	—1,62	1,09	0,53	—0,02	—0,20	1,04	0,97	
		0,25	1,87	0,97	0,03	—0,40	—0,34	0,22	0,87	—1,50	1,11	0,52	—0,06	—0,26	1,07	1,00	
		0,30	1,83	0,92	0,03	—0,46	—0,38	0,21	0,89	—1,41	1,13	0,50	—0,11	—0,31	1,10	1,02	
	N	—	1,36	1,03	1,06	1,07	1,06	1,03	1,36	1,43	1,14	0,80	0,82	0,83	—	—	$V \cdot P_1$
4	*M*	0,15	—0,34	—0,15	0,59	1,88	0,45	—0,43	—0,71	—0,56	—0,64	—0,32	0,56	1,93	1,17	0,92	P_2
		0,20	—0,44	—0,26	0,47	1,77	0,39	—0,42	—0,66	—0,32	—0,62	—0,35	0,46	1,81	1,23	0,97	
		0,25	—0,49	—0,34	0,38	1,69	0,34	—0,42	—0,60	—0,16	—0,56	—0,37	0,38	1,72	1,27	1,00	
		0,30	—0,53	—0,39	0,32	1,64	0,31	—0,41	—0,56	—0,05	—0,54	—0,39	0,33	1,56	1,30	1,03	
	N	—	1,37	1,36	1,33	1,27	1,33	1,36	1,37	1,36	1,34	1,33	1,30	1,24	—	—	$V \cdot P_2$
5	*M*	0,15	12,71	14,82	12,68	4,18	—5,39	—10,79	—12,06	—8,98	8,09	11,95	11,90	4,84	9,04	0,92	p_c
		0,20	12,02	13,95	11,70	3,30	—5,95	—10,78	—11,56	—7,22	8,36	11,70	11,15	3,92	9,51	0,97	
		0,25	11,58	13,38	11,06	2,74	—6,29	—10,76	—11,21	—6,03	8,55	11,53	10,65	3,31	9,82	1,00	
		0,30	11,28	12,38	10,61	2,35	—6,52	—10,74	—10,96	—5,18	8,68	11,42	10,29	2,86	10,04	1,02	
	N	—	11,15	10,35	9,71	9,80	10,21	10,35	10,38	10,16	10,24	9,40	8,75	8,86	—	—	$V \cdot p_c$
6	*M*	0,15	—6,07	—6,30	—3,16	4,18	10,42	10,33	6,72	—8,98	—10,70	—9,17	—3,94	4,84	9,64	0,92	p_c
		0,20	—6,75	—7,18	—4,15	3,30	9,89	10,34	7,21	—7,22	—10,42	—9,42	—4,69	3,92	9,51	0,97	
		0,25	—7,19	—7,75	—4,78	2,74	9,56	10,36	7,56	—6,03	—10,24	—9,58	—5,19	3,31	9,82	1,00	
		0,30	—7,91	—8,15	—5,23	2,35	9,32	10,39	7,82	—5,18	—10,10	—9,71	—5,56	2,86	10,04	1,02	
	N	—	10,10	10,35	10,21	9,89	9,71	10,35	11,15	13,29	9,40	9,40	9,25	8,85	—	—	$V \cdot p_c$

Продолжение табл. 3.137

$l = 28$ м

$u = \frac{F_з}{J} \cdot \frac{1}{м^2}$

№ схемы	Усилия	Сечения / u	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	H	V	Множитель
1	M	0,15	6,90	8,865	9,93	8,74	5,34	—0,52	—5,34	—18,36	—2,39	3,21	8,59	10,38	20,02	0,93	q_1
		0,20	5,40	8,943	7,74	6,76	4,02	—0,49	—4,50	—14,88	—2,10	2,38	6,69	8,12	20,94	0,97	
		0,25	4,47	6,737	6,39	5,58	3,30	—0,45	—3,87	—12,36	—1,73	2,01	5,59	6,78	21,56	1,00	
		0,30	3,820	4,906	5,46	4,76	2,82	—0,39	—3,23	—10,58	—1,46	1,75	4,82	5,84	21,98	1,02	
	N	—	23,48	22,66	21,80	21,56	21,80	22,66	23,48	23,32	21,77	20,88	20,02	19,70	—	—	$V \cdot q_1$
2	M	0,15	1,962	6,21	9,62	9,55	6,42	—0,19	—6,56	—12,80	—4,59	2,24	8,55	10,05	17,77	0,93	q_2
		0,20	0,738	4,64	7,87	8,02	5,53	—0,04	—5,50	—9,37	—3,99	1,77	7,21	8,87	18,58	0,97	
		0,25	0,101	3,57	6,66	6,96	4,89	0,01	—4,84	—7,12	—3,66	1,42	6,21	7,66	19,13	1,00	
		0,30	—0,682	2,82	5,83	6,23	4,46	0,07	—4,35	—5,51	—3,43	1,18	5,50	6,80	19,51	1,02	
	N	—	21,21	20,33	19,45	19,13	19,45	20,33	21,21	23,30	20,20	18,29	18,40	18,06	—	—	$V \cdot q_2$

3	M	0,15	2,097	1,15	0,159	−0,385	−0,338	0,24	0,87	−1,83	1,16	0,58	0,02	−0,17	1,02	0,93	P_1
		0,20	2,029	1,07	0,06	−0,41	−0,35	0,24	0,93	−1,65	1,20	0,56	−0,05	−0,23	1,06	0,97	
		0,25	1,983	1,01	−0,01	−0,47	−0,39	0,24	0,96	−1,53	1,22	0,55	−0,10	−0,31	1,09	1,00	
		0,30	1,959	0,98	−0,04	−0,50	−0,40	0,25	0,99	−1,45	1,24	0,55	−0,12	−0,34	1,11	1,02	
	N	—	1,38	1,05	1,08	1,09	1,08	1,05	1,38	1,45	1,16	0,83	0,85	0,86	—	—	$V \cdot P_1$
4	M	0,15	−0,42	−0,23	0,56	1,95	0,44	−0,46	−0,73	−0,47	−0,65	−0,36	0,54	2,00	1,20	0,93	P_2
		0,20	−0,50	−0,34	0,44	1,85	0,38	−0,45	−0,65	−0,23	−0,61	−0,40	0,43	1,87	1,26	0,72	
		0,25	−0,57	−0,41	0,36	1,78	0,34	−0,45	−0,61	−0,07	−0,58	−0,42	0,37	1,80	1,30	1,00	
		0,30	−0,60	−0,46	0,30	1,73	0,31	−0,44	−0,57	0,04	−0,57	−0,44	0,32	1,74	1,32	1,02	
	N	—	1,39	1,38	1,36	1,30	1,36	1,38	1,39	1,37	1,38	1,37	1,34	1,28	—	—	$V \cdot P_2$
5	M	0,15	14,34	16,68	14,15	4,37	−6,52	−12,51	−13,56	−9,18	9,69	13,86	13,48	5,19	10,01	0,93	p_c
		0,20	13,59	15,71	13,06	3,38	−7,18	−12,50	−13,14	−7,44	9,84	13,44	12,53	4,06	10,47	0,97	
		0,25	13,12	15,11	12,38	2,79	−7,54	−12,48	−12,82	−6,18	10,02	13,26	11,98	3,39	10,78	1,00	
		0,30	12,80	14,70	11,92	2,38	−7,78	−12,44	−12,50	−5,29	10,16	13,13	11,60	2,92	10,99	1,01	
	N	—	12,12	11,33	10,67	10,78	11,13	11,33	11,35	11,14	11,27	10,44	9,77	9,85	—	—	$V \cdot p_c$
6	M	0,15	−7,44	−7,82	−4,22	4,37	11,86	11,99	8,22	−9,18	−12,08	−10,65	−4,89	5,19	10,01	0,93	p_c
		0,20	−8,19	−8,77	−5,32	3,38	11,20	12,01	8,64	−7,44	−11,94	−11,06	−5,84	4,06	10,47	0,97	
		0,25	−8,65	−9,38	−5,99	2,79	10,84	12,03	8,95	−6,18	−11,75	−11,25	−6,39	3,39	10,78	1,00	
		0,30	−8,98	−9,80	−6,46	2,38	10,60	12,05	9,27	−5,29	−11,62	−11,38	−6,78	2,92	10,98	1,01	
	N	—	11,36	11,33	11,13	10,78	10,67	11,33	12,12	12,18	10,50	10,44	10,26	9,85	—	—	$V \cdot p_c$

Продолжение табл. 3.137

$l = 30$ *м*

$u = \frac{F_3}{J} \cdot \frac{1}{м^2}$

№ схемы	Усилия	Сечения / u	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	H	V	Множитель
1	M	0,15	7,04	9,03	10,08	8,82	5,27	—0,59	—5,78	—19,24	—2,54	3,32	8,95	10,82	21,94	0,935	q_1
		0,20	5,54	7,10	7,92	6,92	4,11	—0,52	—4,62	—15,24	—2,12	2,48	6,90	8,36	22,86	0,975	
		0,25	4,57	5,86	6,53	5,70	3,38	—0,45	—3,84	—12,62	—1,74	2,08	5,76	6,98	23,44	1,000	
		0,30	3,90	5,00	5,56	4,84	2,87	—0,40	—3,30	—10,78	—1,48	1,80	4,94	5,98	23,86	1,017	
	N	—	25,46	24,56	23,83	23,40	23,83	24,56	25,46	27,84	23,86	22,92	22,03	21,70	—	—	$V \cdot q_1$
2	M	0,15	1,574	6,257	10,070	10,111	6,891	—0,102	—6,904	—12,717	—4,884	2,307	9,108	11,204	19,467	0,935	q_2
		0,20	0,240	4,546	8,156	8,430	5,878	—0,010	—5,834	—9,111	—4,337	1,783	7,551	9,303	20,280	0,975	
		0,25	—0,631	3,429	6,907	7,334	5,220	0,054	—5,131	—6,750	—4,000	1,432	6,496	8,021	20,811	1,000	
		0,30	—1,222	2,672	6,065	6,602	4,791	0,125	—4,618	—5,095	—3,753	1,167	5,775	7,141	21,175	1,022	
	N	—	23,00	22,07	21,13	20,80	21,13	22,07	23,00	23,06	22,11	21,17	20,18	19,86	—	—	$V \cdot q_2$

3	*M*	0,15	2,212	1,190	0,119	−0,392	−0,347	0,256	0,967	−1,867	1,268	0,615	−0,014	−0,224	1,040	0,938	P_1
		0,20	2,143	1,101	0,000	−0,481	−0,423	0,256	1,016	−1,690	1,298	0,594	−0,086	−0,312	1,082	0,976	
		0,25	2,098	1,044	−0,045	−0,538	−0,438	0,257	1,049	−1,574	1,317	0,579	−0,133	−0,370	1,109	1,000	
		0,30	2,079	1,020	−0,069	−0,556	−0,442	0,257	1,084	−1,493	1,340	0,561	−0,151	−0,395	1,122	1,012	
	N	—	1,40	1,07	1,10	1,11	1,10	1,07	1,40	1,46	1,19	0,85	0,88	0,89	—	—	$V \cdot P_1$
4	*M*	0,15	−0,492	−0,299	0,539	2,039	0,446	−0,485	−0,741	−0,373	−0,681	−0,413	0,513	2,072	1,231	0,936	P_2
		0,20	−0,578	−0,409	0,417	1,931	0,382	−0,479	−0,671	−0,140	−0,638	−0,437	0,425	1,963	1,283	0,975	
		0,25	−0,638	−0,486	0,328	1,849	0,341	−0,474	−0,625	−0,013	−0,617	−0,463	0,355	1,891	1,317	1,000	
		0,30	−0,673	−0,530	0,282	1,813	0,312	−0,469	−0,592	0,121	−0,602	−0,481	0,305	1,818	1,341	1,018	
	N	—	1,41	1,41	1,38	1,32	1,38	1,41	1,41	1,40	1,41	1,40	1,37	1,31	—	—	$V \cdot P_2$
5	*M*	0,15	16,02	18,58	15,59	4,41	−7,91	−14,36	−16,39	−9,62	11,23	15,72	15,02	5,41	10,97	0,927	p_c
		0,20	15,27	17,61	14,51	3,46	−8,49	−14,32	−14,81	−7,62	11,44	15,30	14,00	4,18	11,43	0,976	
		0,25	14,79	16,99	13,81	2,85	−8,86	−14,29	−14,42	−6,31	11,63	15,10	13,43	3,49	11,72	1,000	
		0,30	14,45	16,56	13,33	2,42	−9,11	−14,26	−14,15	−5,39	11,76	14,96	13,02	2,99	11,93	1,018	
	N	—	13,18	12,28	11,65	11,70	12,18	12,28	12,28	12,06	12,38	11,46	10,75	10,85	—	—	$V \cdot p_c$
6	*M*	0,15	−8,98	−9,55	−5,51	4,41	13,18	13,77	9,61	−9,62	−13,77	−12,40	−6,07	5,41	10,97	0,927	p_c
		0,20	−9,73	−10,51	−6,59	3,46	12,60	13,80	10,19	−7,62	−13,56	−12,82	−7,10	4,18	11,43	0,976	
		0,25	−10,22	−11,13	−7,28	2,85	12,24	13,84	10,58	−6,31	−13,37	−13,02	−7,67	3,49	11,72	1,000	
		0,30	−10,55	−11,56	−7,77	2,42	11,98	13,86	10,85	−5,39	−13,24	−13,16	−8,08	2,99	11,93	1,018	
	N	—	12,28	12,28	12,18	11,70	11,65	12,28	13,18	15,78	11,48	11,46	11,28	10,85	—	—	$V \cdot p_c$

Расчет многопролетных арок с затяжками при любых соотношениях пролетов производится следующим образом:

1. Система расчленяется на однопролетные арки с затяжками, расчет которых на нагрузки каждого пролета производится по табл. 3.130—3.136.

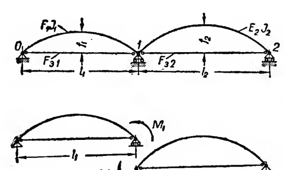
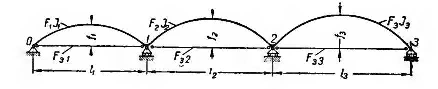


Рис. 3.24. Расчетная схема двухпролетной арки.

2. Определяются моменты в опорных сечениях многопролетной арки по формулам:

1. В двухпролетной арке (рис. 3.24)

$$M_1 = -\frac{3(B_1' + A_2')}{l_1'\left(1 - \frac{5}{8}k_1\right) + l_2'\left(1 - \frac{5}{8}k_2\right)}.$$



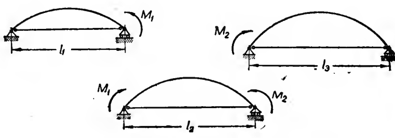


Рис. 3.25. Расчетная схема трехпролетной арки.

2. В трехпролетной арке (рис. 3.25)

$$2M_1\left[l_1'\left(1-\frac{5}{8}k_1\right)+l_2'\left(1-\frac{5}{8}k_2\right)\right]+M_2l_2'\left(1-\frac{5}{4}k_2\right)=-6\left(B_1'+A_2'\right),$$

$$M_1l_1'\left(1-\frac{5}{4}k_2\right)+2M_2\left[l_2'\left(1-\frac{5}{8}k_2\right)+l_3'\left(1-\frac{5}{8}k_3\right)\right]=-6\left(B_2'+A_3'\right).$$

В этих формулах:

$$l_n'=l_n\frac{I_c}{I_n};\qquad A_n'=A_n\frac{I_c}{I_n};\qquad B_n'=B_n\frac{I_c}{I_n};$$

$$k_n=\frac{1}{1+\frac{15}{8f_n^2}\left(\frac{EI_n}{E_3F_{3n}}+\frac{I_n}{F_n}\right)};\qquad A_n=A_{0n}-\frac{H_nf_nl_n}{3};$$

$$B_n=B_{0n}-\frac{H_nf_nl_n}{3},$$

где n — номер пролета;

I_c — произвольный момент инерции;

A_{0n} и B_{0n} — фиктивные опорные реакции на левой и правой опорах n-ого пролета от заданной нагрузки, найденные как для однопролетной балки;

H_n — распор (усилие в затяжке n-ого пролета), найденный, как и в однопролетной арке, по табл. 3.130—3.135.

3. Дополнительные усилия в затяжках и моменты в сечениях многопролетной арки, вызываемые действием опорных моментов, определяются по табл. 3.135.

БЕСШАРНИРНЫЕ АРКИ

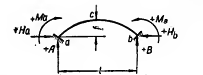
Расчет упругих бесшарнирных арок с постоянным (или малоизменяющимся по пролету) сечением можно производить с помощью табл. 3.138. Вторая часть таблицы относится к аркам, жесткость которых меняется по закону

$$\frac{I_c}{I_x\cos\alpha}=1.$$

Данные для расчета упругих бесшарнирных параболических, эллиптических и круговых арок с большой стрелой подъема приведены в табл. 3.139.

Таблица 3.138

Бесшарнирные арки с осью, очерченной по квадратной параболе



Сечение постоянное или малоизменяющееся по пролету.

$$\frac{f}{l} \leqslant \frac{1}{4}:$$

На схеме изображены положительные направления усилий

Схема нагружения	A	B	H	M_A	M_B	M_C
P; l/2, l/2	$\frac{P}{2}$	$\frac{P}{2}$	$\frac{15}{64}\cdot\frac{Pl}{f}$	$\frac{Pl}{32}$	$\frac{Pl}{32}$	$\frac{3}{64}Pl$
P; l/4	$\frac{27}{32}P$	$\frac{5}{32}P$	$\frac{135}{1024}\cdot\frac{Pl}{f}$	$-\frac{27}{512}Pl$	$\frac{21}{512}Pl$	$-\frac{13}{1024}Pl$
P; a=αl; a	$P(1-\alpha^2)(1+2\alpha)$	$P\alpha^2(3-2\alpha)$	$\frac{15}{4}\cdot\frac{Pl}{f}\alpha^2(1-\alpha)^2$	$-\frac{Pl}{2}\alpha(1-\alpha)^2(2-5\alpha)$	$\frac{Pl}{2}\alpha^2(1-\alpha)(3-5\alpha)$	при $\alpha \leqslant 0,5$ $-\frac{Pl}{4}\alpha^2(3-10\alpha+5\alpha^2)$
P, P; l/4, l/4	P	P	$\frac{135}{512}\cdot\frac{Pl}{f}$	$-\frac{3}{256}Pl$	$-\frac{3}{256}Pl$	$-\frac{13}{512}Pl$
P, P; a=αl; a, a	P	P	$\frac{15}{2}\cdot\frac{Pl}{f}\alpha^2(1-\alpha)^2$	$-Pl\alpha(1-\alpha)(1-5\alpha+$ $+5\alpha^2)$	$-Pl\alpha(1-\alpha)(1-5\alpha+$ $+5\alpha^2)$	$-\frac{Pl}{2}\alpha^2(3-10\alpha+5\alpha^2)$
P; l/2	$-\frac{3}{4}\cdot\frac{Pf}{l}$	$\frac{3}{4}\cdot\frac{Pf}{l}$	$\pm\frac{P}{2}$	$-\frac{Pf}{8}$	$\frac{Pf}{8}$	0

P; $a=\alpha l$; a	$-12\frac{Pf}{l}\alpha^2(1-\alpha)^2$	$12\frac{Pf}{l}\alpha^2(1-\alpha)^2$	$H_B=P\alpha^2(15-50\alpha+60\alpha^2-24\alpha^3)$; $H_A=-P(1-15\alpha^2+50\alpha^3-60\alpha^4+24\alpha^5)$	$-2Pf\alpha(1-\alpha)^2(2-7\alpha+8\alpha^2)$	$2Pf\cdot\alpha^2(1-\alpha)(3-9\alpha+8\alpha^2)$	при $\alpha \leqslant 0,5$ $-Pf\alpha^2(3-14\alpha+20\alpha^2-8\alpha^3)$
q	$-\frac{qf^2}{4l}$	$\frac{qf^2}{4l}$	$H_B=\frac{3}{14}qf$; $H_A=-\frac{11}{14}qf$	$-\frac{51}{280}qf^2$	$\frac{19}{280}qf^2$	$-\frac{3}{140}qf^2$
q	$\frac{ql}{2}$	$\frac{ql}{2}$	$\frac{ql^2}{8f}$	0	0	0
q; $l/2$	$\frac{13}{32}ql$	$\frac{3}{32}ql$	$\frac{ql^2}{16f}$	$-\frac{ql^2}{64}$	$\frac{ql^2}{64}$	0
q; $l/4$	$\frac{121}{512}ql$	$\frac{7}{512}ql$	$\frac{53}{4096}\cdot\frac{ql^2}{f}$	$-\frac{27}{2048}ql^2$	$\frac{9}{2048}ql^2$	$-\frac{7}{4096}ql^2$
q; $a=\alpha l$; a	$\frac{ql}{2}\alpha(2-2\alpha^2+\alpha^3)$	$\frac{ql}{2}\cdot\alpha^3(2-\alpha)$	$\frac{ql^2}{8f}\alpha^3(10-15\alpha+6\alpha^2)$	$-\frac{ql^2}{2}\alpha^2(1-3\alpha+3\alpha^2-\alpha^3)$	$\frac{ql^2}{2}\alpha^3(1-2\alpha+\alpha^2)$	при $\alpha \leqslant 0,5$ $-\frac{ql^2}{8}\alpha^3(2-5\alpha+2\alpha^2)$

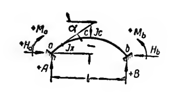
Продолжение табл. 3.138

Схема нагружения	A	B	H	M_A	M_B	M_C
q, q; l/4, l/4	$\frac{ql}{4}$	$\frac{ql}{4}$	$\frac{53}{2048}\cdot\frac{ql^2}{f}$	$-\frac{9}{1024}ql^2$	$-\frac{9}{1024}ql^2$	$-\frac{7}{2048}ql^2$
q, q; a = αl; a, a	$ql\alpha$	$ql\alpha$	$\frac{ql^2}{4f}\alpha^2(10-15\alpha+6\alpha^2)$	$-\frac{ql^2}{2}\alpha^2(1-4\alpha+5\alpha^2-2\alpha^3)$	$-\frac{ql^2}{2}\alpha^2(1-4\alpha+5\alpha^2-2\alpha^3)$	$-\frac{ql^2}{4}\alpha^2(2-5\alpha+2\alpha^2)$
q; l/4, l/2	$\frac{ql}{4}$	$\frac{ql}{4}$	$\frac{203}{2048}\cdot\frac{ql^2}{f}$	$\frac{9}{1024}ql^2$	$\frac{9}{1024}ql^2$	$\frac{7}{2048}ql^2$
q; a = αl; a	$\frac{ql}{2}\alpha$	$\frac{ql}{2}\alpha$	$\frac{ql^2}{64f}\alpha(15-10\alpha^2-3\alpha^4)$	$\frac{ql^2}{32}\alpha(1-2\alpha^2+\alpha^4)$	$\frac{ql^2}{32}\alpha(1-2\alpha^2+\alpha^4)$	$\frac{ql^2}{64}\alpha(3-8\alpha+6\alpha^2-\alpha^4)$
q; l/2	$\frac{9}{40}ql$	$\frac{1}{40}ql$	$\frac{5}{256}\frac{ql^2}{f}$	$-\frac{7}{640}ql^2$	$\frac{11}{1920}ql^2$	$-\frac{ql^2}{768}$
q; a = αl; a	$\frac{ql}{20}\alpha(10-5\alpha^2+2\alpha^3)$	$\frac{ql}{20}\alpha^2(5-2\alpha)$	$\frac{ql^2}{16f}\alpha^2(5-6\alpha+2\alpha^2)$	$-\frac{ql^2}{120}\alpha^2(20-15\alpha+36\alpha^2-10\alpha^3)$	$\frac{ql^2}{120}\alpha^2(15-24\alpha+10\alpha^2)$	$-\frac{ql^2}{48}\alpha^2(3-6\alpha+2\alpha^3)$

q	$\frac{ql}{4}$	$\frac{ql}{4}$	$\frac{5}{128}\cdot\frac{ql^2}{f}$	$-\frac{ql^2}{192}$	$-\frac{ql^2}{192}$	$-\frac{ql^2}{384}$
q; a = αl; a, a	$\frac{ql}{2}\alpha$	$\frac{ql}{2}\alpha$	$\frac{ql^2}{8f}\alpha^2(5-6\alpha+2\alpha^2)$	$-\frac{ql^2}{6}\alpha^2(1-\alpha)^2$	$-\frac{ql^2}{6}\alpha^2(1-\alpha)^2$	$\frac{ql^2}{24}\alpha^2(3-6\alpha+2\alpha^2)$
q; l/2	$\frac{5}{32}ql$	$\frac{ql}{96}$	$\frac{ql^2}{112f}$	$-\frac{17}{2240}ql^2$	$\frac{19}{6720}ql^2$	$-\frac{ql^2}{1120}$
q; a = αl; a	$\frac{ql}{12}\cdot\frac{\alpha}{1-\alpha}(6-8\alpha-3\alpha^2+6\alpha^3-2\alpha^4)$	$\frac{ql}{12}\cdot\frac{\alpha^2}{1-\alpha}(3\alpha-6\alpha^2+2\alpha^3)$	$\frac{ql^2}{112f}\cdot\frac{\alpha^2}{1-\alpha}(35-98\alpha+84\alpha^2-24\alpha^3)$	$-\frac{ql^2}{840}\cdot\frac{\alpha^2}{1-\alpha}(140-525\alpha+756\alpha^2-490\alpha^3+120\alpha^4)$	$\frac{ql^2}{840}\cdot\frac{\alpha^3}{1-\alpha}(105-336\alpha+350\alpha^2-120\alpha^3)$	$-\frac{ql^2}{560}\cdot\frac{\alpha^2}{1-\alpha}(35-126\alpha+140\alpha^2-40\alpha^3)$
q; кв. парабола	$\frac{ql}{6}$	$\frac{ql}{6}$	$\frac{ql^2}{56f}$	$-\frac{ql^2}{210}$	$-\frac{ql^2}{210}$	$-\frac{ql^2}{560}$
q; a = αl; a, a	$\frac{ql}{6}\cdot\frac{\alpha}{1-\alpha}(3-4\alpha)$	$\frac{ql}{6}\cdot\frac{\alpha}{1-\alpha}(3-4\alpha)$	$\frac{ql^2}{56f}\cdot\frac{\alpha^2}{1-\alpha}(35-98\alpha+84\alpha^2-24\alpha^3)$	$-\frac{ql^2}{420}\cdot\frac{\alpha^2}{1-\alpha}(70-315\alpha+546\alpha^2-420\alpha^3+120\alpha^4)$	$-\frac{ql^2}{420}\cdot\frac{\alpha^2}{1-\alpha}(70-315\alpha+546\alpha^2-420\alpha^3+120\alpha^4)$	$-\frac{ql^2}{280}\cdot\frac{\alpha^2}{1-\alpha}(35-126\alpha+140\alpha^2-40\alpha^3)$

Продолжение табл. 3.138

Схема нагружения	A	B	H	M_A	M_B	M_C
$\varphi_a=1$	$-\frac{6EI}{l^2}$	$\frac{6EI}{l^2}$	$\frac{15}{2}\cdot\frac{EI}{fl}$	$\frac{9EI}{l}$	$\frac{3EI}{l}$	$-\frac{3}{2}\cdot\frac{EI}{l}$
$\varphi_a=1$ $\varphi_b=1$	0	0	$15\frac{EI}{fl}$	$12\frac{EI}{l}$	$12\frac{EI}{l}$	$-3\frac{EI}{l}$
$\varphi_a=1$ $\varphi_b=-1$	$-12\frac{EI}{l^2}$	$12\frac{EI}{l^2}$	0	$6\frac{EI}{l}$	$-6\frac{EI}{l}$	0
$\Delta_a=1$	0	0	$\frac{45}{4}\cdot\frac{EI}{f^2l}$	$\frac{15}{2}\cdot\frac{EI}{fl}$	$\frac{15}{2}\cdot\frac{EI}{fl}$	$-\frac{15}{4}\cdot\frac{EI}{fl}$
$t°$	0	0	$-\frac{45}{4}\cdot\frac{EI}{f^2}\alpha_t t$	$-\frac{15}{2}\cdot\frac{EI}{f}\alpha_t t$	$-\frac{15}{2}\cdot\frac{EI}{f}\alpha_t t$	$-15\frac{EI}{f}\alpha_t t$



Жесткость арки изменяется по закону $\frac{I_c}{I_x \cos\alpha} = 1$

$$\nu = \frac{45}{4} \cdot \frac{I_c}{F_c f^2}$$

Схема нагружения	A	B	H	M_a	M_b	M_c
P; ζl, $\zeta' l$	$P\zeta'^2(1+2\zeta)$	$P\zeta^2(1+2\zeta')$	$\frac{15}{4} \cdot \frac{Pl}{f} \cdot \frac{1}{1+\nu}\zeta^2\zeta'^2$	$Pl\zeta\zeta'^2\left[\frac{5}{2(1+\nu)}\zeta - 1\right]$	$Pl\zeta^2\zeta'\left[\frac{5}{2(1+\nu)}\zeta' - 1\right]$	$\zeta \leqslant 0{,}5$ $\frac{Pl}{2}\zeta^2\left[1 - \frac{5}{2(1+\nu)}\zeta'^2\right]$
q	$\frac{ql}{2}$	$\frac{ql}{2}$	$\frac{ql}{8} \cdot \frac{l}{f} \cdot \frac{1}{1+\nu}$	$-\frac{ql^2}{12} \cdot \frac{\nu}{1+\nu}$	$-\frac{ql^2}{12} \cdot \frac{\nu}{1+\nu}$	$\frac{ql^2}{24} \cdot \frac{\nu}{1+\nu}$
q; $l/2$	$\frac{13}{32}ql$	$\frac{3}{32}ql$	$\frac{ql}{16} \cdot \frac{l}{f} \cdot \frac{1}{1+\nu}$	$-\frac{ql^2}{192} \cdot \frac{3+11\nu}{1+\nu}$	$\frac{ql^2}{192} \cdot \frac{3-5\nu}{1+\nu}$	$\frac{ql^2}{48} \cdot \frac{\nu}{1+\nu}$
q; αl, $\alpha' l$	$\frac{ql}{2}\alpha[1+\alpha'(1+$ $+\alpha\alpha')]$	$\frac{ql}{2}\alpha^2(1-\alpha'^2)$	$\frac{ql^2}{8f}\alpha^2\frac{1+3\alpha'(1+2\alpha')}{1+\nu}$	$-\frac{ql^2}{12}\frac{\alpha^2}{1+\nu}\left[6\alpha'^2+\right.$ $\left.+\nu(1+2\alpha'+3\alpha'^2)\right]$	$\frac{ql^2}{12}\alpha^2\frac{6\alpha'^2-\nu(1+3\alpha')}{1+\nu}$	
q кв парабола	$\frac{ql}{6}$	$\frac{ql}{6}$	$\frac{ql}{56} \cdot \frac{l}{f} \cdot \frac{1}{1+\nu}$	$-\frac{ql^2}{420} \cdot \frac{7\nu+2}{1+\nu}$	$-\frac{ql^2}{420} \cdot \frac{7\nu+2}{1+\nu}$	$-\frac{ql^2}{1680} \cdot \frac{3-7\nu}{1+\nu}$

Таблица 3.139

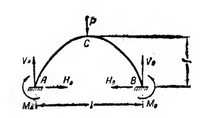
Бесшарнирные арки с большой стрелой подъема

Равномерно распределенная нагрузка:

$$P = pl;$$
$$M_B = M_A;$$
$$H_B = H_A;$$
$$V_B = V_A$$

Очертание оси арки	Усилие	f/l												Множитель
		0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,1	1,2	
Параболическое	V_A	—	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	—	—	P
	H_A	—	0,625	0,4167	0,3125	0,25	0,2083	0,1786	0,1563	0,1389	0,125	—	—	P
	M_A	—	0	0	0	0	0	0	0	0	0	—	—	Pl
Эллиптическое	V_A	—	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	—	P
	H_A	—	0,7282	0,4734	0,3492	0,2758	0,2274	0,1932	0,1677	0,1480	0,1324	0,1197	0,1091	P
	M_A	—	0,02978	0,02720	0,02568	0,02467	0,02392	0,02337	0,02290	0,02252	0,02218	0,02189	0,02164	Pl
	M_C	—	0,00914	0,01016	0,01102	0,01174	0,01249	0,01316	0,01378	0,01431	0,01481	0,01524	0,01571	Pl
Круговое	V_A	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	—	—	—	—	—	—	—	P
	H_A	1,2609	0,6378	0,4342	0,3356	0,2758	—	—	—	—	—	—	—	P
	M_A	0,00131	0,00414	0,00925	0,01649	0,02467	—	—	—	—	—	—	—	Pl
	M_C	0,00022	0,00158	0,00399	0,00726	0,01175	—	—	—	—	—	—	—	Pl

Продолжение табл. 3.139

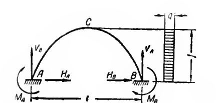


Вертикальная сосредоточенная сила в ключе:

$$M_B = M_A;$$
$$H_B = H_A;$$
$$V_B = V_A$$

Очертание оси арки	Усилие	f/l												Множитель
		0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,1	1,2	
Параболическое	V_A	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	—	—	P
	H_A	—	1,1563	0,7622	0,5654	0,4471	0,3691	0,3135	0,2726	0,2406	0,2151	—	—	P
	M_A	—	0,02826	0,02751	0,02625	0,02503	0,02413	0,02332	0,02280	0,02222	0,02126	—	—	Pl
	M_C	—	0,04770	0,04886	0,05010	0,05146	0,05269	0,05386	0,05468	0,05566	0,05656	—	—	Pl
Эллиптическое	V_A	—	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	P
	H_A	—	1,2527	0,7999	0,5820	0,4551	0,3716	0,3130	0,2696	0,2365	0,2101	0,1889	0,1712	P
	M_A	—	0,06899	0,06103	0,05637	0,05326	0,05089	0,04911	0,04761	0,04640	0,04533	0,04439	0,04353	Pl
	M_C	—	0,06845	0,07107	0,07356	0,07570	0,07795	0,07999	0,08194	0,08358	0,08522	0,08660	0,08808	Pl
Круговое	V_A	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	—	—	—	—	—	—	—	P
	H_A	2,3461	1,1677	0,7740	0,5769	0,4551	—	—	—	—	—	—	—	P
	M_A	0,03249	0,03526	0,04014	0,04663	0,05326	—	—	—	—	—	—	—	Pl
	M_C	0,04789	0,05171	0,05793	0,06587	0,07570	—	—	—	—	—	—	—	Pl

Продолжение табл. 3.139



Горизонтальная распределенная нагрузка:

$$T = qf;$$

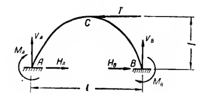
$$V_C = V_A = -V_B;$$

$$H_C = -H_A$$

Очертание оси арки	Усилие	f/l												Множитель
		0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,1	1,2	
Параболическое	V_A	—	0,0520	0,0796	0,1081	0,1368	0,1660	0,1950	0,2240	0,2529	0,2820	—	—	T
	H_A	—	0,1970	0,1999	0,2026	0,2050	0,2069	0,2084	0,2097	0,2108	0,2120	—	—	T
	H_B	—	0,8030	0,8001	0,7974	0,7950	0,7931	0,7916	0,7903	0,7892	0,7880	—	—	T
	M_A	—	0,0103	0,0153	0,0201	0,0250	0,0297	0,0345	0,0394	0,0444	0,0494	—	—	Tl
	M_B	—	0,0377	0,0551	0,0718	0,0881	0,1043	0,1204	0,1366	0,1527	0,1686	—	—	Tl
	M_C	—	0,0031	0,0049	0,0069	0,0090	0,0114	0,0138	0,0163	0,0189	0,0216	—	—	$-Tl$
Эллиптическое	V_A	—	0,0355	0,0582	0,0821	0,1053	0,1310	0,1555	0,1799	0,2044	0,2286	0,2531	0,2772	T
	H_A	—	0,2049	0,2154	0,2201	0,2235	0,2260	0,2279	0,2294	0,2304	0,2311	0,2314	0,2315	T
	H_B	—	0,7951	0,7846	0,7799	0,7765	0,7740	0,7721	0,7706	0,7696	0,7689	0,7686	0,7685	T
	M_A	—	0,0195	0,0292	0,0378	0,0463	0,0545	0,0628	0,0712	0,0793	0,0875	0,0953	0,1032	Tl
	M_B	—	0,0450	0,0627	0,0802	0,0976	0,1144	0,1316	0,1489	0,1663	0,1840	0,2016	0,2196	Tl
	M_C	—	0,0037	0,0064	0,0092	0,0122	0,0155	0,0189	0,0224	0,0259	0,0294	0,0327	0,0360	$-Tl$

51 134

Круговое	V_A	0,0249	0,0485	0,0706	0,0899	0,1053	—	—	—	—	—	—	—	T
	H_A	0,2141	0,2145	0,2156	0,2182	0,2235	—	—	—	—	—	—	—	T
	H_B	0,7859	0,7855	0,7844	0,7818	0,7765	—	—	—	—	—	—	—	T
	M_A	0,0068	0,0145	0,0228	0,0332	0,0463	—	—	—	—	—	—	—	Tl
	M_B	0,0183	0,0369	0,0566	0,0769	0,0984	—	—	—	—	—	—	—	Tl
	M_C	0,0022	0,0041	0,0066	0,0091	0,0128	—	—	—	—	—	—	—	$-Tl$



Горизонтальная сосредоточенная сила в ключе:

$M_A = M_B$; $\quad V_C = V_A = -V_B$;

$M_C = 0$; $\quad H_A = H_C = H_B = \frac{1}{2} T$

Очертание оси арки	Усилие	f/l 0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,1	1,2	Множитель
Параболическое	V_A	—	0,1528	0,2315	0,3113	0,3919	0,4723	0,5530	0,6335	0,7141	0,7949	—	—	T
	M_A	—	0,0236	0,0343	0,0444	0,0541	0,0639	0,0735	0,0832	0,0929	0,1026	—	—	Tl
Эллиптическое	V_A	—	0,1157	0,1823	0,2505	0,3197	0,3890	0,4585	0,5277	0,5970	0,6660	0,7354	0,8041	T
	M_A	—	0,0421	0,0588	0,0747	0,0901	0,1055	0,1207	0,1361	0,1515	0,1670	0,1823	0,1979	Tl
Круговое	V_A	0,0744	0,1457	0,2110	0,2692	0,3197	—	—	—	—	—	—	—	T
	M_A	0,0128	0,0271	0,0445	0,0654	0,0901	—	—	—	—	—	—	—	Tl

Литература к расчету арок

Справочник проектировщика промышленных сооружений, Промстройпроект, т. II расчетно-теоретический, Госстройиздат, 1934.

Конструкции противопожарных зон, Промстройпроект, Проектно-расчетная инструкция, раздел XIV Серия № 537, 1936.

А. М. Новиков. Таблицы для расчета труб, сводов и арок, Госстройиздат, 1942.

К. Э. Таль, О расчете многопролетных арок с неравными пролетами, «Исследования по теории сооружений» Сборник статей, ОНТИ, 1936.

К. Э. Таль, Таблицы для статического расчета равнопролетных арок, «Проект и Стандарт» № 6, 1934.

С. А. Бернштейн. Основы расчета статически неопределимых систем, ОНТИ, 1936.

И. М. Рабинович, Курс строительной механики стержневых систем, ч. 2, Стройиздат Наркомстроя, 1940.

И. М. Рабинович. Курс строительной механики, ч. 1, Стройиздат, 1950, ч. II, Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре, 1954.

И. П. Прокофьев, Теория сооружений, ч. I и II, Трансжелдориздат 1945 и 1947.

К. С. Завриев, Расчет арочных мостов, Трансжелдориздат, 1956.

K. Beyer. Die Statik im Eisenbetonbau Verlag von Julius Springer, Berlin, 1934.

См. также литературу по расчету труб.

ОБОЛОЧКИ ВРАЩЕНИЯ

Ниже приведены формулы для расчета (по упругой стадии) оболочек вращения и необходимые к ним пояснения.

Учитывая сравнительную сложность материала, касающегося расчета оболочек, кроме формул, приводятся также некоторые теоретические пояснения.

Для изложения материала принята такая последовательность:

а) принятые обозначения, б) общие положения, в) определение внутренних усилий по безмоментной теории, г) определение деформаций по безмоментной теории, д) определение усилий и деформаций от краевых контурных осесимметричных силовых воздействий по моментной теории и е) определение усилий и деформаций в опорном кольце от контурных осесимметричных силовых воздействий.

Помещенный материал позволяет решать обширную группу задач, связанных с расчетом по моментной теории оболочек, монолитно связанных друг с другом, с опорными кольцами, стойками и другими конструкциями.

ПРИНЯТЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ

R_1 — радиус кривизны меридиана;

R_2 — радиус кривизны нормального сечения, перпендикулярного дуге меридиана;

φ — угол между нормалью к оболочке и осью симметрии;

$r = R_2 \sin\varphi$ — радиус параллельного круга;

δ — толщина оболочки;

T_1 — меридиональное усилие в оболочке на единицу длины кольцевого сечения;

T_2 — кольцевое усилие в оболочке на единицу длины меридиана;

Рис. 3.26. Принятые обозначения для расчета оболочек вращения.

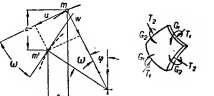


Рис. 3.27. Усилия и деформации в оболочке вращения.

S — сдвигающее усилие на единицу длины кольцевого сечения;
N_1 — меридиональная перерезывающая сила на единицу длины кольцевого сечения;
G_1 — меридиональный момент на единицу длины кольцевого сечения;
G_2 — кольцевой момент на единицу длины меридиана;
X, Y, Z — составляющие внешней нагрузки на единицу поверхности;
u — меридиональное перемещение;
w — радиальное перемещение;
ξ — горизонтальная составляющая перемещения;
η — вертикальная составляющая перемещения;
ω — меридиональный угол поворота;
E — модуль упругости;
μ — коэффициент Пуассона;
$F_к$ — площадь сечения кольца;
$I_к$ — момент инерции сечения кольца относительно горизонтальной оси, проходящей через центр кольца.

Принятые положительные направления внутренних усилий, внешних нагрузок и перемещений показаны на рис. 3.26 и 3.27.

ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Расчет оболочек вращения выполняется наиболее просто, если можно предположить, что напряжения, возникающие в оболочке, равномерно распределены по ее толщине. При этом предположении усилия G_1, G_2 и N_1 в оболочке равны нулю. Теория расчета оболочек, построенная на этом предположении, называется безмоментной. Безмоментная теория оболочек вращения дает достаточную точность для практических расчетов, если выполнены следующие условия, касающиеся формы и толщины оболочки, закрепления ее краев и характера внешней нагрузки:

а) изменения толщины оболочки и кривизны меридиана должна иметь плавный характер;

б) края оболочки должны иметь свободу нормальных радиальных перемещений и меридиональных углов поворота;

в) поверхностная нагрузка, действующая на оболочку, должны иметь плавный характер;

г) края оболочки должны быть свободны от внешней краевой нагрузки в виде перерезывающих сил N_1 и изгибающих моментов G_1.

В месте нарушения какого-либо из перечисленных условий в оболочке возникают повышенные напряжения, обусловленные изгибным эффектом. Исследования показывают, что зона повышенных напряжений, вызванная нарушением условий применения безмоментной теории, имеет весьма ограниченные размеры.

Это обстоятельство позволяет в практических расчетах производить определение усилий по моментной теории только для узких кольцевых зон, охватывающих места нарушения условий применения безмоментной теории.

При проектировании конструкций с применением оболочек вращения (купольные покрытия, резервуары и др.) следует стремиться к соблюдению всех условий безмоментной работы оболочки, так как безмоментное напряженное состояние оболочки наиболее выгодно с точки зрения работы материала конструкции.

Как правило, не удается выполнить условия безмоментной работы оболочки только для опорных контуров, где оболочка сопрягается с опорным кольцом или другими конструкциями. Изгибный эффект при этом оказывает существенное влияние только на весьма узкую кольцевую полосу оболочки у опорного контура.

Расчет оболочек в этих случаях производится по моментиой теории методамн строительной механнкн.

Еслн оболочка в опорном контуре сопрягается только с одной дополиительной конструкцией, то расчет нанболее просто выполняется методом сил Например, для показанного на рнс. 3.28, *а* купольного покрытия расчет методом снл производится следующнм образом. В качестве основной системы прнннмается такая, в которой для оболочкн создаются условня безмоментного напряженного состояння (рис. 3. 28, *б*). Чтобы устранить разлнчня между основной н действнтельной снстемамн, к основной взамен отброшенных связей прнкладываются неизвестные внутренние усилия: мерндиональный изгибающий момент X_1 и горизонтальное радиальное уснлне X_2. Для определения неизвестных усилий составляются обычные канонические уравнения метода снл:

$$X_1 a_{11} + X_2 a_{12} + a_{1p} = 0;$$
$$X_1 a_{21} + X_2 a_{22} + a_{2p} = 0,$$

где a_{11}, a_{12} и a_{1p} — взаимный угол поворота краевого контура оболочки и опорного кольца соответственно от $X_1 = 1$, $X_2 = 1$ и внешних нагрузок;

$a_{21} = a_{12}$, a_{22} и a_{2p} — взаимное горизонтальное радиальное смещение краевого контура оболочки и опориого кольца от тех же сил.

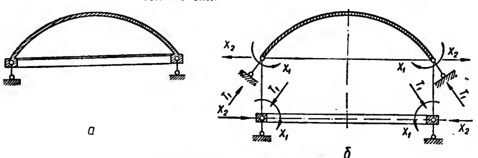


Рис. 3.28. Купольное покрытие:
а — расчетная схема; *б* — основная система.

Напряжениое состояние в оболочке определяется иаложением на безмоментное состояние влияния краевых усилий X_1 и X_2.

Если оболочка в опорном контуре сопрягается с несколькими дополнительными конструкциями, то расчет целесообразно производнть методом деформаций

Ниже приводятся формулы для определения усилий и деформаций в шаровой, конической н цилиндрической оболочках от внешних поверхностных нагрузок по безмоментной теории н от краевых контурных осесимметричных силовых воздействий по моментной теории.

Приводятся также формулы для определения усилий и деформаций в опорном кольце от контурных осесимметричных силовых воздействий, что позволяет с помощью приводимых данных производить расчет конструкций, состоящих как из отдельных оболочек вращения, так и из их сочетаний.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ВНУТРЕННИХ УСИЛИЙ ПО БЕЗМОМЕНТНОЙ ТЕОРИИ

Осесимметричная поверхностная нагрузка

Основные зависимости между внутренними усилиями и внешней нагрузкой:

$$\frac{T_1}{R_1} + \frac{T_2}{R_2} = Z;$$

$$T_1 = \frac{Q_\varphi}{2\pi R_2 \sin^2 \varphi},$$

где Q_φ — проекция всех внешних нагрузок, действующих на оболочку выше параллельного круга, определяемого углом φ, на ось вращения.

Замкнутая шаровая оболочка ($R_1 = R_2 = R$)

$$T_1 = \frac{Q_\varphi}{2\pi R \sin^2 \varphi}; \quad T_2 = ZR - T_1.$$

Нагрузка от собственного веса оболочки g.

Закон изменения нагрузки $g = \text{const}$ (рис. 3.29):

$$T_1 = \frac{gR}{1 + \cos\varphi};$$

$$T_2 = gR\cos\varphi - T_1.$$

Для подвесных оболочек знаки внутренних усилий меняются.

Шов перехода при $\varphi = 51°50'$ (швом перехода называется параллельный круг, на котором происходит изменение знака кольцевых усилий).

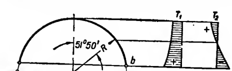


Рис. 3.29. Внутренние усилия в замкнутой шаровой оболочке от собственного веса.

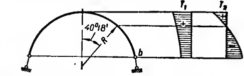


Рис 3.30. Внутренние усилия в замкнутой шаровой оболочке от снеговой нагрузки, изменяющейся по закону $p = p_0 \cos\varphi$.

Снеговая нагрузка p на 1 $м^2$ горизонтальной проекции оболочки.

Закон изменения нагрузки $p = p_0 \cos\varphi$ (рис. 3.30):

$$T_1 = \frac{p_0 R}{3}\left(1 + \frac{\cos^2\varphi}{1 + \cos\varphi}\right);$$

$$T_2 = p_0 R \cos^3\varphi - T_1.$$

Шов перехода при $\varphi = 40°18'$.

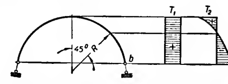


Рис. 3.31. Внутренние усилия в замкнутой шаровой оболочке от снеговой нагрузки, изменяющейся по закону $p = p_0$.

Закон изменения нагрузки $p = p_0$ (рис. 3.31):

$$T_1 = \frac{p_0 R}{2};$$

$$T_2 = p_0 R \cos^2\varphi - T_1.$$

Шов перехода при $\varphi = 45°$.

Гидростатическое давление (рис. 3.32). Удельиый вес жидкости — γ:

$$T_1 = \pm \frac{\gamma R^2}{6}\left[3\frac{H_0}{R} \pm \left(1 - 2\cdot\frac{\cos^2\varphi}{1+\cos\varphi}\right)\right];$$

$$T_2 = \pm \gamma R^2\left[\frac{H_0}{R} \pm (1-\cos\varphi)\right] - T_1.$$

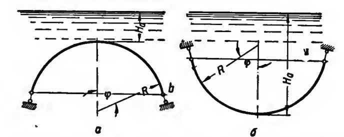


Рис. 3.32. Внутренние усилия в замкнутой шаровой оболочке от гидростатического давления:
а — опертая оболочка, *б* — подвесная оболочка.

В этих формулах верхиий зиак относится к опертым оболочкам, иижний — к подвесиым.

Открытая шаровая оболочка

Нагрузка от собствеииого веса g.
Закои измеиеиия иагрузки $g = \text{const}$ (рис. 3.33):

$$T_1 = gR\frac{\cos\varphi_a - \cos\varphi}{\sin^2\varphi};$$

$$T_2 = gR\cos\varphi - T_1.$$

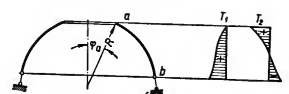


Рис. 3.33. Внутренние усилия в открытой шаровой оболочке от собственного веса.

Сиеговая иагрузка p иа 1 $м^2$ горизоитальиой проекции оболочки.
Закои измеиеиия иагрузки $p = p_0\cos\varphi$ (рис. 3.34):

$$T_1 = \frac{p_0R}{3}\cdot\frac{\cos^3\varphi_a - \cos^3\varphi}{\sin^2\varphi};$$

$$T_2 = p_0R\cos^3\varphi - T_1.$$

Закои измеиеиия иагрузки $p = p_0$ (рис. 3.35):

$$T_1 = \frac{p_0R}{2}\left(1 - \frac{\sin^2\varphi_a}{\sin^2\varphi}\right);$$

$$T_2 = p_0R\cos^2\varphi - T_1.$$

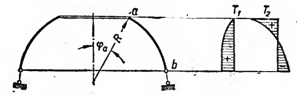
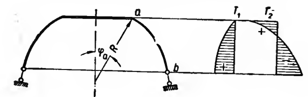


Рис. 3.34. Внутреннне уснлня в открытой шаровой оболочке от снеговой нагрузкн, нзменяющейся по закону $p = p_0 \cos\varphi$.



Рнс. 3.35. Внутренние уснлня в открытой шаровой оболочке от снеговой нагрузкн, изменяющейся по закону $p = p_0$.

Замкнутая коническая оболочка:

$$\left(R_1 = \infty; \quad R_2 = h\frac{\cos\varphi}{\sin^2\varphi}\right);$$

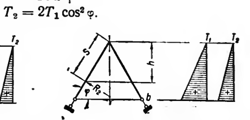
$$T_1 = \frac{Q_h}{2\pi h\cos\varphi}; \quad T_2 = Zh\frac{\cos\varphi}{\sin^2\varphi}.$$

Нагрузка от собствеииого веса оболочки — g.

Закон измеиеиия нагрузки $g = \text{const}$ (рис. 3.36):

$$T_1 = \frac{gh}{2\sin^2\varphi};$$

$$T_2 = 2T_1\cos^2\varphi.$$



Рнс. 3.36. Внутреннне уснлня в замкнутой коннческой оболочке от собственного веса.

Рнс. 3.37 Внутреннне уснлня в замкнутой коннческой оболочке от снеговой нагрузкн.

Для подвесных оболочек зиаки виутренних усилий меняются.

Сиеговая иагрузка p на 1 $м^2$ горизонтальной проекции оболочки.

Закон изменения иагрузки $p = p_0\cos\varphi$ (рис. 3.37):

$$T_1 = \frac{p_0 h}{2}\cdot\frac{\cos\varphi}{\sin^2\varphi};$$

$$T_2 = 2T_1\cos^2\varphi.$$

Гидростатическое давление (рис. 3.38). Удельный вес жидкости — γ:

$$T_1 = \pm \frac{\gamma h}{6}(3H_0 \pm 2h)\frac{\cos\varphi}{\sin^2\varphi};$$

$$T_2 = \pm \gamma h (H_0 \pm h)\frac{\cos\varphi}{\sin^2\varphi}.$$

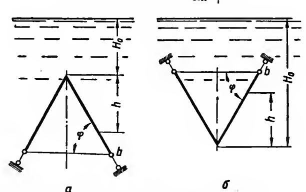


Рис. 3.38. Внутренние усилия в замкнутой конической оболочке от гидростатического давления:
а — опертая оболочка, б — подвесная оболочка.

В этих формулах верхний знак относится к опертым оболочкам, нижний — к подвесным.

Открытая коническая оболочка

Нагрузка от собственного веса оболочки — g.
Закон изменения нагрузки $g = \mathrm{const}$ (рис. 3.39);

$$T_1 = \frac{gh}{2\sin^2\varphi}\left(1 - \frac{h_a^2}{h^2}\right);$$

$$T_2 = gh\,\mathrm{ctg}^2\varphi.$$

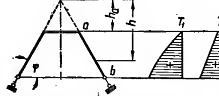


Рис. 3.39. Внутренние усилия в открытой конической оболочке от собственного веса.

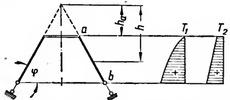


Рис. 3.40. Внутренние усилия в открытой конической оболочке от снеговой нагрузки.

Снеговая нагрузка p на 1 $м^2$ горизонтальной проекции оболочки.
Закон изменения нагрузки $p = p_0 \cos\varphi$ (рис. 3.40):

$$T_1 = \frac{p_0 h \cos\varphi}{2\sin^2\varphi}\left(1 - \frac{h_a^2}{h^2}\right);$$

$$T_2 = p_0 h \frac{\cos^2\varphi}{\sin^2\varphi}.$$

Цилиндрическая оболочка

$$(R_1 = \infty; \quad R_2 = R; \quad \varphi = 90°);$$

$$T_1 = \frac{Q_h}{2R\pi}; \quad T_2 = ZR.$$

Нагрузка от собственного веса оболочки — g. Закон изменения нагрузки $g = \text{const}$ (рис. 3.41):

$$T_1 = gh;$$
$$T_2 = 0.$$

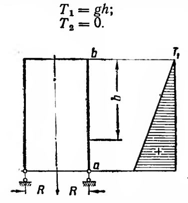


Рис. 3.41. Внутренние усилия в цилиндрической оболочке от собственного веса.

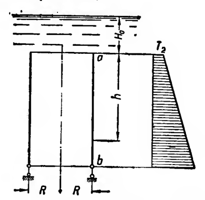


Рис. 3.42. Внутренние усилия в цилиндрической оболочке от гидростатического давления.

Гидростатическое давление
(рис. 3.42)

Удельный вес жидкости — γ:

$$T_1 = 0;$$
$$T_2 = \pm\gamma R\,(H_0 + h).$$

Верхний знак относится к оболочке, загруженной давлением жидкости, находящейся внутри оболочки, нижний — находящейся снаружи оболочки.

Несимметричная поверхностная нагрузка
(ветровая нагрузка)

При расчете оболочек принимается следующий закон распределения ветровой нагрузки: $W = W_0 \sin\varphi\cos\psi$ (рис. 3.43).

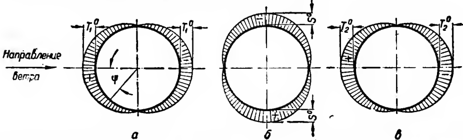


Рис. 3.43. Изменение внутренних усилий (в плане) в оболочке от антисимметричной ветровой нагрузки:
а — эпюра T_1, *б* — эпюра S, *в* — эпюра T_2.

Внутренние усилия по длине произвольного параллельного круга определяются по формулам:

$$T_1 = T_1^0 \cos\psi; \quad S = S^0 \sin\psi; \quad T_2 = T_2^0 \cos\psi.$$

Величина и характер распределения внутренних усилий T_1^0, S^0 и T_2^0 по высоте оболочки зависят от формы оболочки.

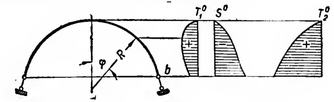


Рис. 3.44. Внутренние усилия в шаровой оболочке от ветровой нагрузки.

Шаровая оболочка (рис. 3.44):

$$T_1^0 = \frac{W_0 R}{3} \cdot \frac{\cos\varphi}{\sin^3\varphi}\left[2 - \cos\varphi\,(3 - \cos^2\varphi)\right];$$

$$S^0 = -\frac{T_1^0}{\cos\varphi};$$

$$T_2^0 = W_0 R \sin\varphi - T_1^0.$$

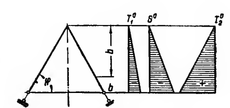


Рис. 3.45. Внутренние усилия в конической оболочке от ветровой нагрузки.

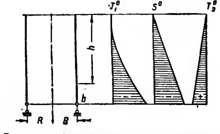


Рис 3.46 Внутренние усилия в цилиндрической оболочке от ветровой нагрузки.

Коническая оболочка (рис. 3.45):

$$T_1^0 = \frac{W_0 h}{6} \cdot \frac{3\cos^2\varphi - 1}{\sin\varphi\cos\varphi};$$

$$S^0 = -\frac{W_0 h}{3\sin\varphi};$$

$$T_2^0 = W_0 h \operatorname{ctg}\varphi.$$

Цилиндрическая оболочка (рис. 3.46):

$$T_1^0 = -\frac{W_0 h^2}{2R};$$

$$S^0 = -W_0 h;$$

$$T_2^0 = W_0 R.$$

Примечание. На схемах оболочек показано шарнирное опирание опорного контура со свободой нормальных радиальных перемещений и меридиональных углов поворота. Такая конструкция опирания обеспечивает безмоментное напряженное состояние

оболочки, а также равновесие системы при действии осесимметричных поверхностных нагрузок, так как по опорному контуру возникают только меридиональные усилия — T_1. При действии на оболочку несимметричных поверхностных нагрузок по опорному контуру возникают, кроме меридиональных усилий T_1, еще сдвигающие усилия S, восприятие которых должно быть дополнительно обеспечено конструкцией опирания. Однако сдвигающие усилия по опорному контуру обычно не превосходят сил трения между оболочкой и конструкцией опоры.

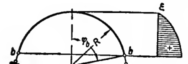
ОПРЕДЕЛЕНИЕ ДЕФОРМАЦИЙ ПО БЕЗМОМЕНТНОЙ ТЕОРИИ

Ниже приводятся формулы только для определения перемещений ξ и ω, так как в практических расчетах не возникает необходимости в определении перемещений η, u и w.

Замкнутая шаровая оболочка

Равномерное нагревание на $t°$ (рис. 3.47):

$$\xi = R\alpha_t t \sin\varphi;$$
$$\omega = 0.$$



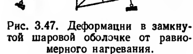


Рис. 3.47. Деформации в замкнутой шаровой оболочке от равномерного нагревания.

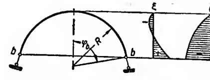


Рис. 3.48. Деформации в замкнутой шаровой оболочке от собственного веса.

Нагрузка от собственного веса оболочки — $g = \text{const}$ (рис. 3.48):

$$\xi = \frac{gR^2}{E\delta}\sin\varphi\left(\frac{1+\mu}{1+\cos\varphi} - \cos\varphi\right);$$
$$\omega = -\frac{gR^2}{E\delta}(2+\mu)\sin\varphi.$$

Снеговая нагрузка p на 1 $м^2$ горизонтальной проекции оболочки.

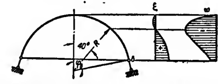


Рис. 3.49. Деформации в замкнутой шаровой оболочке от снеговой нагрузки, изменяющейся по закону $p = p_0 \cos\varphi$.

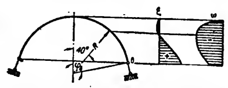


Рис. 3.50. Деформации в замкнутой шаровой оболочке от снеговой нагрузки, изменяющейся по закону $p = p_0$.

Закон изменения нагрузки $p = p_0 \cos\varphi$ (рис. 3.49):

$$\xi = \frac{p_0R^2}{E\delta}\sin\varphi\left[(1+\mu)\frac{1-\cos^3\varphi}{3\sin^2\varphi} - \cos^3\varphi\right];$$
$$\omega = -\frac{p_0R}{E\delta}(4+\mu)\sin\varphi\cos^2\varphi.$$

Закон изменения нагрузки $p = p_0$ (рис. 3.50):

$$\xi = \frac{p_0 R^2}{E\delta} \sin\varphi \left(\frac{1+\mu}{2} - \cos^2\varphi\right);$$

$$\omega = -\frac{p_0 R}{E\delta} (3 + \mu) \sin\varphi \cos\varphi.$$

Гидростатическое давление
(рис. 3.51)

Удельный вес жидкости — γ:

$$\xi = \mp \frac{\gamma R^3}{E\delta} \cdot \frac{\sin\varphi}{2} \left[\frac{H_0}{R}(1-\mu) \pm (1-\cos\varphi)\left(2 - \frac{1+\mu}{3} \cdot \frac{1+2\cos\varphi}{1+\cos\varphi}\right)\right];$$

$$\omega = \frac{\gamma R^3}{E\delta} \sin\varphi.$$

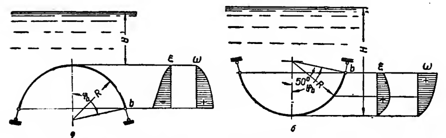


Рис. 3.51. Деформации в замкнутой шаровой оболочке от гидростатического давления: *а* — опертая оболочка, *б* — подвесная оболочка.

В этих формулах верхний знак относится к опертым оболочкам, нижний — к подвесным.

Открытая шаровая оболочка

Для определения деформаций от равномерного нагревания на $t°$ применимы формулы, приведенные выше для замкнутой шаровой оболочки.

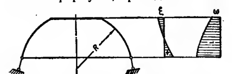


Рис. 3.52. Деформации в открытой шаровой оболочке от собственного веса.



Рис. 3.53. Деформации в открытой шаровой оболочке от снеговой нагрузки, изменяющейся по закону $p = p_0 \cos\varphi$.

Нагрузка от собственного веса оболочки $g = \text{const}$ (рис. 3.52):

$$\xi = \frac{gR^2}{E\delta} \sin\varphi \left[(1+\mu) \frac{\cos\varphi_a - \cos\varphi}{\sin^2\varphi} - \cos\varphi\right];$$

$$\omega = -\frac{gR}{E\delta} (2 + \mu) \sin\varphi.$$

Снеговая нагрузка p на 1 $м^2$ горизонтальной проекции оболочки.

Закон изменения нагрузки $p = p_0 \cos\varphi$ (рис. 3.53):

$$\xi = \frac{p_0 R^2}{E\delta} \sin\varphi \left[(1+\mu) \frac{\cos^3\varphi_a - \cos^3\varphi}{3\sin^2\varphi} - \cos^3\varphi \right];$$

$$\omega = -\frac{p_0 R}{E\delta} (4+\mu) \sin\varphi \cos^2\varphi.$$

Закон изменения нагрузки $p = p_0$ (рис. 3.54):

$$\xi = \frac{p_0 R^2}{E\delta} \sin\varphi \left[\frac{1+\mu}{2} \left(1 - \frac{\sin^2\varphi_a}{\sin^2\varphi} \right) - \cos^2\varphi \right];$$

$$\omega = -\frac{p_0 R}{E\delta} (3+\mu) \sin\varphi \cos\varphi.$$

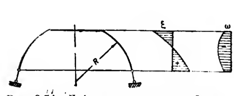


Рис. 3.54. Деформации в открытой шаровой оболочке от снеговой нагрузки, изменяющейся по закону $p = p_0$.

Рис. 3.55. Деформации в замкнутой конической оболочке от равномерного нагревания.

Замкнутая коническая оболочка

Равномерное нагревание на $t°$ (рис. 3.55):

$$\xi = \alpha_t t h \operatorname{ctg}\varphi;$$

$$\omega = 0.$$

Нагрузка от собственного веса оболочки $g = \text{const}$ (рис. 3.56):

$$\xi = -\frac{gh^2}{E\delta} \cdot \frac{\operatorname{ctg}\varphi}{2\sin^2\varphi} (2\cos^2\varphi - \mu);$$

$$\omega = -\frac{gh}{E\delta} \cdot \frac{\operatorname{ctg}\varphi}{2\sin^2\varphi} [1 + 2\mu - 2\cos^2\varphi (2+\mu)].$$

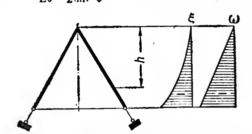


Рис. 3.56. Деформации в замкнутой конической оболочке от собственного веса.

Снеговая нагрузка $p = p_0$ на 1 $м^2$ горизонтальной проекции оболочки.

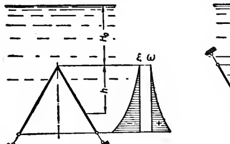
Значения деформаций определяются по приведенным выше формулам для нагрузки от собственного веса путем подстановки в них вместо g величины $p_0 \cos\varphi$.

Гидростатическое давление
(рис. 3.57)

Удельный вес жидкости γ:

$$\xi = \mp \frac{\gamma h^2}{E\delta} \cdot \frac{\operatorname{ctg}^2 \varphi}{6 \sin \varphi} [3H_0 (2-\mu) \pm 2h (3-\mu)];$$

$$\omega = \pm \frac{\gamma h}{E\delta} \cdot \frac{\operatorname{ctg}^2 \varphi}{6 \sin \varphi} (9H_0 \pm 16h).$$



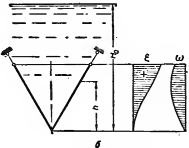


Рис. 3.57. Деформации в замкнутой конической оболочке от гидростатического давления:
а — опертая оболочка, *б* — подвесная оболочка.

В этих формулах верхний знак относится к опертым оболочкам, нижний — к подвесным.

Открытая коническая оболочка

Для определения деформаций от равномерного нагревания на $t°$ применимы формулы, приведенные выше для замкнутой конической оболочки.

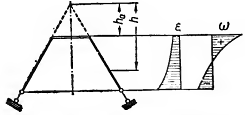


Рис. 3.58. Деформации в открытой конической оболочке от собственного веса.

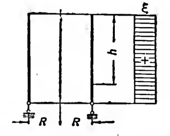


Рис. 3.59. Деформации в цилиндрической оболочке от равномерного нагревания.

Нагрузка от собственного веса оболочки $g = \text{const}$ (рис. 3.58):

$$\xi = -\frac{gh^2}{E\delta} \operatorname{ctg}^3 \varphi \left[1 - \frac{\mu}{2\cos^2 \varphi}\left(1 - \frac{h_a^2}{h^2}\right)\right];$$

$$\omega = -\frac{gh}{E\delta} \cdot \frac{\operatorname{ctg} \varphi}{2 \sin^2 \varphi}\left[1 + 2\mu - 2\cos^2 \varphi (2+\mu) - \frac{h_a^3}{h^3}\right].$$

Снеговая нагрузка $p = p_0$ на 1 $м^2$ горизонтальной проекции оболочки.

Значения деформаций определяются по приведенным выше формулам для нагрузки от собственного веса путем подстановки в них вместо g величины $p_0 \cos\varphi$.

Цилиндрическая оболочка

Равномерное нагревание на $t°$ (рис. 3.59):

$$\xi = R\alpha_t t;$$
$$\omega = 0.$$

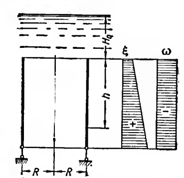


Рис 3.60 Деформации в цилиндрической оболочке от собственного веса.

Рис 3.61. Деформации в цилиндрической оболочке от гидростатического давления.

Нагрузка от собственного веса $g = \text{const}$ (рис. 3.60):

$$\xi = \frac{gR}{E\delta} h\mu;$$
$$\omega = -\frac{gR}{E\delta}\mu.$$

Гидростатическое давление (рис. 3.61)

Удельный вес жидкости γ:

$$\xi = \frac{\gamma R^2}{E\delta}(H_0 + h);$$
$$\omega = -\frac{\gamma R^2}{E\delta}.$$

ОПРЕДЕЛЕНИЕ УСИЛИЙ И ДЕФОРМАЦИЙ ОТ КРАЕВЫХ КОНТУРНЫХ ОСЕСИММЕТРИЧНЫХ СИЛОВЫХ ВОЗДЕЙСТВИЙ ПО МОМЕНТНОЙ ТЕОРИИ

Дополнительно принятые обозначения:

$D = \frac{E\delta^3}{12(1-\mu^2)}$ — цилиндрическая жесткость;

$k = \frac{H}{\sqrt{R\cdot\delta\sin\varphi}}\sqrt[4]{3(1-\mu^2)}$ — характеристика жесткости конических и цилиндрических оболочек $\left(\text{при } \mu = \frac{1}{6},\ k = \frac{1{,}31H}{\sqrt{R\delta\sin\varphi}}\right)$;

$k = \sqrt{\frac{R}{\delta}} \sqrt[4]{3(1-\mu^2)}$ — характеристика жесткости шаровых оболочек $\left(\text{при } \mu = \frac{1}{6},\ k = 1{,}31\sqrt{\frac{R}{\delta}}\right)$.

Цилиндрическая оболочка

Влияние единичных радиальных сил, приложенных к верхнему краю оболочки (табл. 3.140)

Внутренние усилия:

$$T_1 = 0; \qquad G_1 = \frac{H}{k} e^{-k\beta} \sin k\beta;$$

$$T_2 = -\frac{2Rk}{H} e^{-k\beta} \cos k\beta; \quad G_2 = \mu G_1;$$

$$N_1 = \sqrt{2} e^{-k\beta} \cos\left(k\beta + \frac{\pi}{4}\right).$$

Деформации:

$$\omega = \frac{H^2}{\sqrt{2} k^2 D} e^{-k\beta} \sin\left(k\beta + \frac{\pi}{4}\right);$$

$$\xi = \frac{H^3}{2Dk^3} e^{-k\beta} \cos k\beta.$$

Деформации верхнего края:

$$\omega_a = \frac{H^2}{2k^2 D};$$

$$\xi_a = \frac{H^3}{2k^3 D}.$$

Таблица 3.140

Внутренние усилия и деформации в цилиндрической оболочке от единичных радиальных сил, приложенных к верхнему краю

$T_1 = 0_1$	T_2	G_1	G_2	N_1	ξ	ω
R, H, βH	1,00; +	0,322; +	0,322; +	0,707; +; −	1,00; +; −	0,707; +; −
Множитель	$2R\frac{k}{H}$	$\frac{H}{k}$	$\mu\frac{H}{k}$	$\sqrt{2}$	$\frac{1}{2D}\cdot\frac{H^3}{k^3}$	$\frac{1}{\sqrt{2}D}\cdot\frac{H^2}{k^2}$

Влияние единичных изгибающих моментов, приложенных к верхнему краю оболочки (табл. 3.141)

Внутренние усилия:

$$T_1 = 0; \qquad Ge = -\sqrt{2}\, e^{-k\beta} \sin\left(k\beta + \frac{\pi}{4}\right);$$

$$T_2 = \frac{2\sqrt{2} Rk^2}{H^2} e^{-k\beta} \cos\left(k\beta + \frac{\pi}{4}\right); \quad G_2 = \mu G_1;$$

$$N_1 = \frac{2k}{H} e^{-k\beta} \sin k\beta.$$

Деформации:

$$\omega = -\frac{H}{Dk}e^{-k\beta}\cos k\beta;$$

$$\xi = -\frac{H^2}{\sqrt{2}Dk^2}e^{-k\beta}\cos\left(k\beta + \frac{\pi}{4}\right).$$

Деформации верхнего края:

$$\omega_a = -\frac{H}{kD};$$

$$\xi_a = -\frac{H^2}{2Dk^2}.$$

Таблица 3.141

Внутренние усилия и деформации в цилиндрической оболочке от единичных изгибающих моментов, приложенных к верхнему краю

$T_1 = 0$	T_2	G_1	G_2	N_1	ξ	ω
1, 1, a, b, $h=\beta H$, H, R	0.707, −, +	0.707, +	0.707, +	0.322, +	0.707, +	1.00, +
Множитель	$2\sqrt{2}R\frac{k^2}{H^2}$	$\sqrt{2}$	$\mu\sqrt{2}$	$2\frac{k}{H}$	$\frac{1}{\sqrt{2}D}\cdot\frac{H^2}{k^2}$	$\frac{1}{D}\cdot\frac{H}{k}$

Влияние единичных радиальных сил, приложенных к нижнему краю оболочки (табл. 3.142).

Внутренние усилия:

$$T_1 = 0, \quad G_1 = \frac{H}{k}e^{-k\alpha}\sin k\alpha;$$

$$T_2 = -\frac{2Rk}{H}e^{-k\alpha}\cos k\alpha; \quad G_2 = \mu G_1;$$

$$N_1 = -\sqrt{2}e^{-k\alpha}\cos\left(k\alpha + \frac{\pi}{4}\right).$$

Деформации:

$$\omega = -\frac{H^2}{\sqrt{2}Dk^2}e^{-k\alpha}\sin\left(k\alpha + \frac{\pi}{4}\right);$$

$$\xi = \frac{H^2}{2Dk^3}e^{-k\alpha}\cos k\alpha.$$

Деформации нижнего края:

$$w_b = -\frac{H^2}{2Dk^2};$$

$$\xi_b = \frac{H^2}{2Dk^3}.$$

Таблица 3.142

Внутренние усилия и деформации в цилиндрической оболочке от единичных радиальных сил, приложенных к нижнему краю

$T_1=0$	T_2	G_1	G_2	N_1	ξ	ω
R; a; $h=\alpha H$; H; b; 1; 1	1,00	0,322	0,322	0,707	1,00	0,707
Множитель	$2R\,\frac{k}{H}$	$\frac{H}{k}$	$\mu\,\frac{H}{k}$	$\sqrt{2}$	$\frac{1}{2D}\cdot\frac{H^2}{k^2}$	$\frac{1}{\sqrt{2}D}\cdot\frac{H^2}{k^2}$

Влияние единичных изгибающих моментов, приложенных к нижнему краю оболочки (табл. 3.143).

Внутренние усилия:

$$T_1=0;\quad G_1=-\sqrt{2}\,e^{-k\alpha}\sin\left(k\alpha+\frac{\pi}{4}\right);$$

$$T_2=\frac{2\sqrt{2}\,Rk^2}{H^2}\,e^{-k\alpha}\cos\left(k\alpha+\frac{\pi}{4}\right);\quad G_2=\mu G_1;$$

$$N_1=-\frac{2k}{H}\,e^{-k\alpha}\sin k\alpha.$$

Деформации:

$$\omega=\frac{H}{Dk}e^{-k\alpha}\cos k\alpha;$$

$$\xi=-\frac{H^2}{\sqrt{2}\,Dk^2}\,e^{-k\alpha}\cos\left(k\alpha+\frac{\pi}{4}\right).$$

Деформации нижнего края:

$$\omega_b=\frac{H}{Dk};$$

$$\xi_b=-\frac{H^2}{2Dk^2}.$$

Таблица 3.143

Внутренние усилия и деформации в цилиндрической оболочке от единичных изгибающих моментов, приложенных к нижнему краю

$T_1=0$	T_2	G_1	G_2	N_1	ξ	ω
a; R; $h=\alpha H$; H; b; 1; 1	0,707	0,707	0,707	0,322	0,707	1,00
Множитель	$2\sqrt{2}\,R\,\frac{k^2}{H^2}$	$\sqrt{2}$	$\mu\sqrt{2}$	$2\,\frac{k}{H}$	$\frac{1}{\sqrt{2}D}\cdot\frac{H^2}{k^2}$	$\frac{1}{D}\cdot\frac{H}{k}$

Шаровая оболочка

Влияние единичных радиальных сил, приложенных к нижнему краю оболочки (табл. 3.144).

Внутренние усилия:

$$T_1 = -\sqrt{2}e^{-k\alpha}\sin\varphi_b \operatorname{ctg}\varphi \cos\left(k\alpha + \frac{\pi}{4}\right) = N_1 \operatorname{ctg}\varphi;$$

$$T_2 = -2ke^{-k\alpha}\sin\varphi_b \cos k\alpha;$$

$$G_1 = \frac{R}{k}e^{-k\alpha}\sin\varphi_b \sin k\alpha;$$

$$G_2 = \frac{R}{\sqrt{2k^2}}e^{-k\alpha}\sin\varphi_b \operatorname{ctg}\varphi \sin\left(k\alpha + \frac{\pi}{4}\right) + \mu G_1;$$

$$N_1 = -\sqrt{2}e^{-k\alpha}\sin\varphi_b \cos\left(k\alpha + \frac{\pi}{4}\right).$$

Деформации:

$$\omega = -\frac{2\sqrt{2}k^2}{E\delta}e^{-k\alpha}\sin\varphi_b \sin\left(k\alpha + \frac{\pi}{4}\right);$$

$$\xi = \frac{R}{E\delta}e^{-k\alpha}\sin\varphi_b\left[2k\sin\varphi\cos k\alpha - \sqrt{2}\mu\cos\varphi\cos\left(k\alpha + \frac{\pi}{4}\right)\right].$$

Деформации нижнего края:

$$\omega_b = -\frac{2k^2}{E\delta}\sin\varphi_b;$$

$$\xi_b = \frac{R\sin\varphi_b}{E\delta}(2k\sin\varphi_b - \mu\cos\varphi_b).$$

Таблица 3.144

Внутренние усилия и деформации в шаровой оболочке от единичных радиальных сил, приложенных к нижнему краю

	T_1	T_2	G_1	G_2	N_1	ξ	ω
R; $\alpha=20°$; б; 1	+	+	+	+	+; −	+; −	+; −
Множитель	1	1	R	R	1	$\frac{R}{E\delta}$	$\frac{1}{E\delta}$

Влияние единичных изгибающих моментов, приложенных к нижнему краю оболочки (табл. 3.145)

Внутренние усилия:

$$T_1 = -\frac{2k}{R}\operatorname{ctg}\varphi e^{-k\alpha}\sin k\alpha = N_1\operatorname{ctg}\varphi;$$

$$T_2 = 2\sqrt{2}\frac{k^2}{R}e^{-k\alpha}\cos\left(k\alpha + \frac{\pi}{4}\right);$$

$$G_1 = -\sqrt{2}e^{-k\alpha}\sin\left(k\alpha + \frac{\pi}{4}\right);$$

$$G_2 = -\frac{1}{k}e^{-k\alpha}\operatorname{ctg}\varphi\cos k\alpha + \mu G_1;$$

$$N_1 = -\frac{2k}{R}e^{-k\alpha}\sin k\alpha.$$

Деформации:

$$\omega = \frac{4k^3}{E\delta R}e^{-k\alpha}\cos k\alpha;$$

$$\xi = -\frac{2k}{E\delta}e^{-k\alpha}\left[\sqrt{2}k\sin\varphi\cos\left(k\alpha + \frac{\pi}{4}\right) + \mu\cos\varphi\sin k\alpha\right].$$

Деформации нижнего края:

$$\omega_b = \frac{4k^3}{E\delta R};$$

$$\xi_b = -\frac{2k^2}{E\delta}\sin\varphi_b.$$

Таблица 3.145

Внутренние усилия и деформации в шаровой оболочке от единичных изгибающих моментов, приложенных к нижнему краю

	T_1	T_2	G_1	G_2	N_1	ξ	ω
$\alpha=20°$							
Множитель	$\frac{1}{R}$	$\frac{1}{R}$	1	1	$\frac{1}{R}$	$\frac{1}{E\delta}$	$\frac{1}{R}\frac{1}{E\delta}$

Коническая оболочка

Влияние единичных радиальных сил, приложенных к нижнему краю оболочки

Внутренние усилия:

$$T_1 = -\sqrt{2}\cos\varphi e^{-k\alpha}\cos\left(k\alpha + \frac{\pi}{4}\right);$$

$$T_2 = -\frac{2R_2k\sin^2\varphi}{H}e^{-k\alpha}\cos k\alpha;$$

$$G_1 = \frac{H}{k}e^{-k\alpha}\sin k\alpha;$$

$$G_2 = \frac{H^2}{\sqrt{2}R_2k^2}\cdot\frac{\operatorname{ctg}\varphi}{\sin\varphi}e^{-k\alpha}\sin\left(k\alpha + \frac{\pi}{4}\right) + \mu G_1;$$

$$N_1 = -\sqrt{2}\sin\varphi e^{-k\alpha}\cos\left(k\alpha + \frac{\pi}{4}\right).$$

Рис. 3.62. Влияние единичных радиальных сил, приложенных к нижнему краю конической оболочки.

Деформации:

$$\omega = -\frac{H^2}{\sqrt{2}Dk^2\sin\varphi}e^{-k\alpha}\sin\left(k\alpha + \frac{\pi}{4}\right);$$

$$\xi = \frac{H^3}{2Dk^3\sin\varphi}e^{-k\alpha}\left[\cos k\alpha - \mu\frac{H}{\sqrt{2}R_2k}\frac{\operatorname{ctg}\varphi}{\sin\varphi}\cos\left(k\alpha + \frac{\pi}{4}\right)\right].$$

Деформации нижнего края:

$$\omega_b = -\frac{H^2}{2k^2 D \sin\varphi};$$

$$\xi_b = \frac{H^3}{2Dk^3 \sin\varphi}\left(1 - \mu\frac{H}{2R_{2b}} \cdot \frac{\operatorname{ctg}\varphi}{\sin\varphi}\right).$$

Влияние единичных изгибающих моментов, приложенных к нижнему краю оболочки

Внутренние усилия:

$$T_1 = -\frac{2k\cos\varphi}{H} e^{-k\alpha} \sin k\alpha;$$

$$T_2 = \frac{2\sqrt{2} R_2 k^2 \sin^2\varphi}{H^2} e^{-k\alpha} \cos\left(k\alpha + \frac{\pi}{4}\right);$$

$$G_1 = -\sqrt{2}\, e^{-k\alpha} \sin\left(k\alpha + \frac{\pi}{4}\right);$$

$$G_2 = -\frac{H}{R_2 k} \cdot \frac{\operatorname{ctg}\varphi}{\sin\varphi} e^{-k\alpha} \cos k\alpha + \mu G_1;$$

$$N_1 = -\frac{2k\sin\varphi}{H} e^{-k\alpha} \sin k\alpha.$$

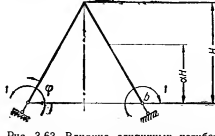


Рис. 3.63. Влияние единичных изгибающих моментов, приложенных к нижнему краю конической оболочки.

Деформации:

$$\omega = \frac{H}{Dk\sin\varphi} e^{-k\alpha} \cos k\alpha;$$

$$\xi = -\frac{H^2}{2Dk^2 \sin\varphi} e^{-k\alpha}\left[\sqrt{2}\cos\left(k\alpha + \frac{\pi}{4}\right) + \mu\frac{H\cos\varphi}{R_2 k \sin^2\varphi} \sin k\alpha\right].$$

Деформации нижнего края:

$$\omega_b = \frac{H}{Dk\sin\varphi};$$

$$\xi_b = -\frac{H^2}{2Dk^2 \sin\varphi}.$$

ОПРЕДЕЛЕНИЕ УСИЛИЙ И ДЕФОРМАЦИЙ В ОПОРНОМ КОЛЬЦЕ ОТ КОНТУРНЫХ ОСЕСИММЕТРИЧНЫХ СИЛОВЫХ ВОЗДЕЙСТВИЙ

Влияние радиальных контурных сил H_1, приложенных к кольцу

Нормальные напряжения в сечениях кольца:

$$\sigma = \frac{H_1 R}{F_k}.$$

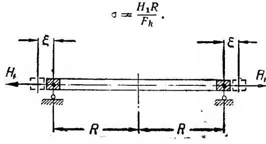


Рис. 3.64. Определение усилий и перемещений в опорном кольце от действия радиальных контурных сил.

Угол поворота кольца:

$$\omega = 0.$$

Радиальное смещение:

$$\xi = \frac{H_1 R^2}{EF_k}.$$

Влияние радиальных контурных моментов G_1, приложенных к кольцу

Радиальные напряжения в сечениях кольца:

$$\sigma = \frac{G_1 R y}{I_k}.$$

Рис. 3.65. Определенне усилнй н перемещенний в опорном кольце от действня раднальных контурных моментов.

Угол поворота кольца:

$$\omega = \frac{G_1 R^2}{EI_k}.$$

Радиальное смещение кольца:

$$\xi = 0.$$

Лнтература к расчету оболочек вращення

В. З. Власов, Общая теорня оболочек, Государственное нздательство техннко-теоретнческой лнтературы, 1949.

А. Л. Гольденвейзер, Теория упругих тонкнх оболочек, Государственное издательство техннко-теоретической литературы, 1953.

В. В. Новожилов, Теория тонкнх оболочек, Государственное нздательство судостроительной лнтературы, 1951.

А. И. Лурье, Статнка тонкостенных оболочек, Гостехнздат, 1947.

С. П. Тимошенко, Пластннкн и оболочки, Гостехнздат, 1948.

В. Новодворский, Оболочки, Баку, 1932.

Ф. Дншингер, Оболочкн, Госстройнздат, 1932.

С. Д. Пономарев, В. Л. Бидерман, В. И. Феодосьев, Основы современных методов расчета на прочность в машиностроеннн, Машгнз, 1950.

С. А. Ривкин, Практнческнй метод расчета коническнх оболочек постоянной толщины, Сборник научных трудов КИСИ, № 9, Гостехнздат Украины, 1951.

Б. А. Шебуев, Железобетонные резервуары, бункеры, силосы, ОНТИ, 1935.

А. М. Овечкин, Расчет железобетонных круглых резервуаров, Стройнздат, 1950.

К. В. Шмурнов, Техннко-экономнческне исследования железобетонных резервуаров, Сборннк научных трудов ХИСИ, № 4, ОНТИ, 1936.

P. Pasternak, Die praktische Berechnung der Schalen, «Schweizerische Bauzeitung», B. 90, октябрь — ноябрь 1927.

P. Pasternak, Vereinfachte Berechnung der Biegebeanspruchung in dünnwandigen kreisrunden Behältern, Verhandl. d. 2 international Kongress f. technische Mechanik, Zürich, 1927.

W. Flügge, Statik und Dynamik der Schalen, Springer Verlag, 1957.

ТРУБЫ

Приведенные ниже формулы охватывают расчет замкнутых прямоугольных и круглых труб на различные виды нагрузок.

Приведенные формулы могут быть использованы для расчета труб, туннелей неглубокого заложения, резервуаров, а также для расчета вертикально расположенных колодцев.

Формулы для расчета замкнутых однопролетных, двухпролетных и трехпролетных рам (как упругих систем) содержатся в табл. 3.146—3.149.

В табл. 3.150 содержатся формулы для расчета круглых труб как упругих систем, а в табл. 3.151 — формулы для расчета круглых труб по методу предельного равновесия.

Таблица 3.146

Однопролетные прямоугольные трубы

$$k = \frac{I_2}{I_1} \cdot \frac{h}{l};$$

$$M_A = \frac{1}{t}\{6[(C+D)\Phi_1 - (A+D)\Phi_2] - (A+D+B+C)\Phi_3\};$$

$$M_B = \frac{1}{t}\{[(B+C)(3k+2) - (A+D)]\Phi_3 + [2(C+D) - 3(B+C)(k+1)]3\Phi_1\};$$

$$M_C = -\frac{1}{t}\{[(B+C)(3k+2) - (A+D)]\Phi_4 + [2(C+D) - 3(B+C)(k+1)]3\Phi_1\};$$

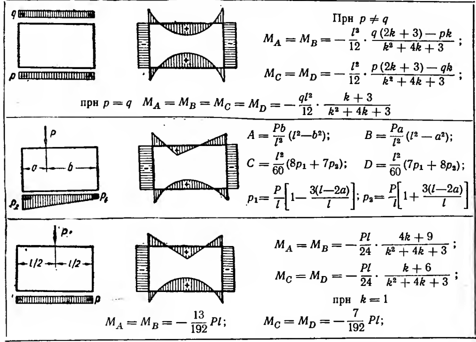
$$M_A = M_B - M_C + M_D;$$

$$\Phi_1 = 3k^2 + 4k + 1; \quad \Phi_2 = k^2 + 4k + 3; \quad \Phi_3 = 9k^2 + 10k - 3; \quad \Phi_4 = 9k^2 + 14k + 9;$$

$$t = 12(3k^3 + 13k^2 + 13k + 3).$$

Коэффициенты A, B, C и D см. ниже.

Равномерное изменение температуры внутренних усилий не вызывает.



При $p \neq q$

$$M_A = M_B = -\frac{l^2}{12} \cdot \frac{q(2k+3) - pk}{k^2+4k+3};$$

$$M_C = M_D = -\frac{l^2}{12} \cdot \frac{p(2k+3) - qk}{k^2+4k+3};$$

при $p = q$ $\quad M_A = M_B = M_C = M_D = -\frac{ql^2}{12} \cdot \frac{k+3}{k^2+4k+3}$

$$A = \frac{Pb}{l^2}(l^2 - b^2); \quad B = \frac{Pa}{l^2}(l^2 - a^2);$$

$$C = \frac{l^2}{60}(8p_1 + 7p_2); \quad D = \frac{l^2}{60}(7p_1 + 8p_2);$$

$$p_1 = \frac{P}{l}\left[1 - \frac{3(l-2a)}{l}\right]; \quad p_2 = \frac{P}{l}\left[1 + \frac{3(l-2a)}{l}\right]$$

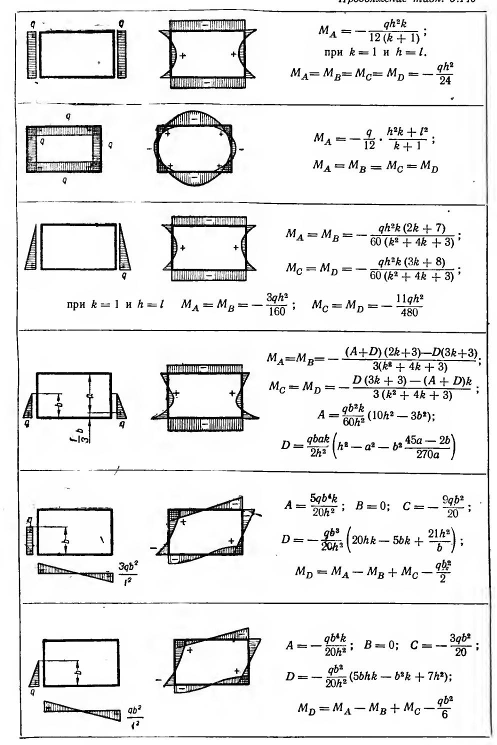
$$M_A = M_B = -\frac{Pl}{24} \cdot \frac{4k+9}{k^2+4k+3};$$

$$M_C = M_D = -\frac{Pl}{24} \cdot \frac{k+6}{k^2+4k+3};$$

при $k = 1$

$$M_A = M_B = -\frac{13}{192}Pl; \quad M_C = M_D = -\frac{7}{192}Pl;$$

Продолжение табл. 3.146



$$M_A = -\frac{qh^2k}{12(k+1)};$$

при $k=1$ и $h=l$.

$$M_A = M_B = M_C = M_D = -\frac{qh^2}{24}$$

$$M_A = -\frac{q}{12}\cdot\frac{h^2k+l^2}{k+1};$$

$$M_A = M_B = M_C = M_D$$

$$M_A = M_B = -\frac{qh^2k(2k+7)}{60(k^2+4k+3)};$$

$$M_C = M_D = -\frac{qh^2k(3k+8)}{60(k^2+4k+3)};$$

при $k=1$ и $h=l$ $\quad M_A = M_B = -\frac{3qh^2}{160}$; $\quad M_C = M_D = -\frac{11qh^2}{480}$

$$M_A = M_B = -\frac{(A+D)(2k+3)-D(3k+3)}{3(k^2+4k+3)};$$

$$M_C = M_D = -\frac{D(3k+3)-(A+D)k}{3(k^2+4k+3)};$$

$$A = \frac{qb^2k}{60h^2}(10h^2-3b^2);$$

$$D = \frac{qbak}{2h^2}\left(h^2-a^2-b^2\frac{45a-2b}{270a}\right)$$

$$A = \frac{5qb^4k}{20h^2};\quad B = 0;\quad C = -\frac{9qb^2}{20};$$

$$D = -\frac{qb^3}{20h^2}\left(20hk-5bk+\frac{21h^2}{b}\right);$$

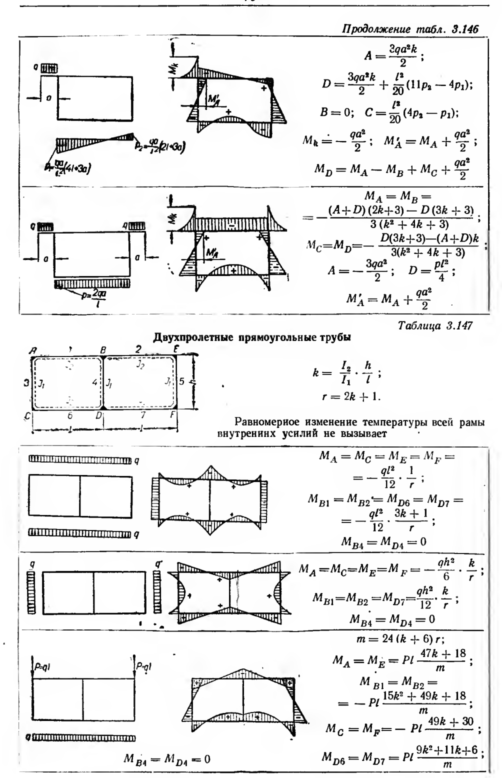
$$M_D = M_A - M_B + M_C - \frac{qb^2}{2}$$

$$A = -\frac{qb^4k}{20h^2};\quad B = 0;\quad C = -\frac{3qb^2}{20};$$

$$D = -\frac{qb^2}{20h^2}(5bhk-b^2k+7h^2);$$

$$M_D = M_A - M_B + M_C - \frac{qb^2}{6}$$

Продолжение табл. 3.146



$$A = \frac{3qa^2k}{2};$$
$$D = \frac{3qa^2k}{2} + \frac{l^2}{20}(11p_2 - 4p_1);$$
$$B = 0; \quad C = \frac{l^2}{20}(4p_2 - p_1);$$
$$M_k = -\frac{qa^2}{2}; \quad M'_A = M_A + \frac{qa^2}{2};$$
$$M_D = M_A - M_B + M_C + \frac{qa^2}{2}$$

$$M_A = M_B = -\frac{(A+D)(2k+3) - D(3k+3)}{3(k^2+4k+3)};$$
$$M_C = M_D = -\frac{D(3k+3) - (A+D)k}{3(k^2+4k+3)};$$
$$A = -\frac{3qa^2}{2}; \quad D = \frac{pl^2}{4};$$
$$M'_A = M_A + \frac{qa^2}{2}$$

Таблица 3.147

Двухпролетные прямоугольные трубы

$$k = \frac{I_2}{I_1} \cdot \frac{h}{l};$$
$$r = 2k + 1.$$

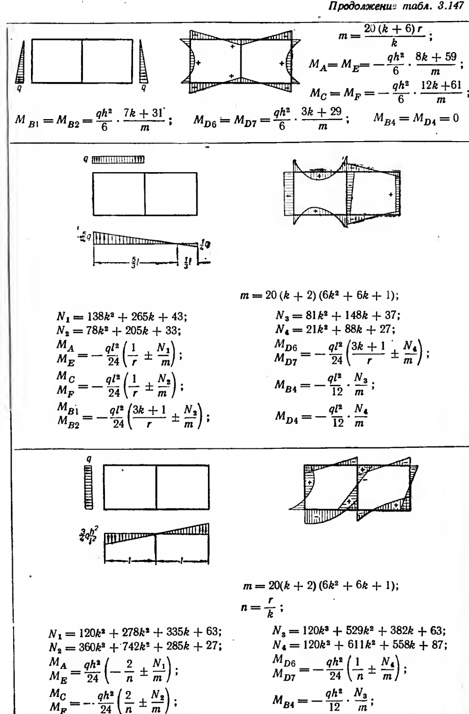
Равномерное изменение температуры всей рамы внутренних усилий не вызывает

$$M_A = M_C = M_E = M_F = -\frac{ql^2}{12} \cdot \frac{1}{r};$$
$$M_{B1} = M_{B2} = M_{D6} = M_{D7} = -\frac{ql^2}{12} \cdot \frac{3k+1}{r};$$
$$M_{B4} = M_{D4} = 0$$

$$M_A = M_C = M_E = M_F = -\frac{qh^2}{6} \cdot \frac{k}{r};$$
$$M_{B1} = M_{B2} = M_{D7} = \frac{qh^2}{12} \cdot \frac{k}{r};$$
$$M_{B4} = M_{D4} = 0$$

$$m = 24(k+6)r;$$
$$M_A = M_E = Pl\,\frac{47k+18}{m};$$
$$M_{B1} = M_{B2} = -Pl\,\frac{15k^2+49k+18}{m};$$
$$M_C = M_F = -Pl\,\frac{49k+30}{m};$$
$$M_{D6} = M_{D7} = Pl\,\frac{9k^2+11k+6}{m};$$
$$M_{B4} = M_{D4} = 0$$

Продолжение табл. 3.147



$$m = \frac{20(k+6)r}{k};$$

$$M_A = M_E = -\frac{qh^2}{6} \cdot \frac{8k+59}{m};$$

$$M_C = M_F = -\frac{qh^2}{6} \cdot \frac{12k+61}{m};$$

$$M_{B1} = M_{B2} = \frac{qh^2}{6} \cdot \frac{7k+31}{m}; \quad M_{D6} = M_{D7} = \frac{qh^2}{6} \cdot \frac{3k+29}{m}; \quad M_{B4} = M_{D4} = 0$$

$$m = 20(k+2)(6k^2+6k+1);$$

$$N_1 = 138k^2 + 265k + 43;$$

$$N_2 = 78k^2 + 205k + 33;$$

$$N_3 = 81k^2 + 148k + 37;$$

$$N_4 = 21k^2 + 88k + 27;$$

$$\begin{matrix} M_A \\ M_E \end{matrix} = -\frac{ql^2}{24}\left(\frac{1}{r} \pm \frac{N_1}{m}\right);$$

$$\begin{matrix} M_C \\ M_F \end{matrix} = -\frac{ql^2}{24}\left(\frac{1}{r} \pm \frac{N_2}{m}\right);$$

$$\begin{matrix} M_{B1} \\ M_{B2} \end{matrix} = -\frac{ql^2}{24}\left(\frac{3k+1}{r} \pm \frac{N_3}{m}\right);$$

$$\begin{matrix} M_{D6} \\ M_{D7} \end{matrix} = -\frac{ql^2}{24}\left(\frac{3k+1}{r} \pm \frac{N_4}{m}\right);$$

$$M_{B4} = -\frac{ql^2}{12} \cdot \frac{N_3}{m};$$

$$M_{D4} = -\frac{ql^2}{12} \cdot \frac{N_4}{m}$$

$$m = 20(k+2)(6k^2+6k+1);$$

$$n = \frac{r}{k};$$

$$N_1 = 120k^3 + 278k^2 + 335k + 63;$$

$$N_2 = 360k^3 + 742k^2 + 285k + 27;$$

$$N_3 = 120k^3 + 529k^2 + 382k + 63;$$

$$N_4 = 120k^3 + 611k^2 + 558k + 87;$$

$$\begin{matrix} M_A \\ M_E \end{matrix} = \frac{qh^2}{24}\left(-\frac{2}{n} \pm \frac{N_1}{m}\right);$$

$$\begin{matrix} M_C \\ M_F \end{matrix} = -\frac{qh^2}{24}\left(\frac{2}{n} \pm \frac{N_2}{m}\right);$$

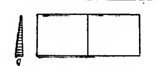
$$\begin{matrix} M_{B1} \\ M_{B2} \end{matrix} = -\frac{qh^2}{24}\left(-\frac{1}{n} \pm \frac{N_3}{m}\right);$$

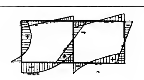
$$\begin{matrix} M_{D6} \\ M_{D7} \end{matrix} = -\frac{qh^2}{24}\left(\frac{1}{n} \pm \frac{N_4}{m}\right);$$

$$M_{B4} = -\frac{qh^2}{12} \cdot \frac{N_3}{m};$$

$$M_{D4} = \frac{qh^2}{12} \cdot \frac{N_4}{m}$$

Продолжение табл. 3.147





$$m = 20(k+2)(6k^2+6k+1);$$
$$n = \frac{10(k+6)r}{k};$$

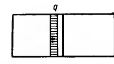
$N_1 = 24k^3 + 50k^2 + 99k + 21;$ $N_3 = 36k^3 + 169k^2 + 120k + 21;$

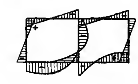
$N_2 = 144k^3 + 298k^2 + 109k + 9;$ $N_4 = 36k^3 + 203k^2 + 192k + 29;$

$\begin{matrix} M_A \\ M_E \end{matrix} = \frac{qh^2}{24}\left(-\frac{8k+59}{n} \pm \frac{N_1}{m}\right);$ $\begin{matrix} M_{D6} \\ M_{D7} \end{matrix} = \frac{qh^2}{24}\left(\frac{3k+29}{n} \pm \frac{N_4}{m}\right);$

$\begin{matrix} M_C \\ M_F \end{matrix} = -\frac{qh^2}{24}\left(\frac{12k+61}{n} \pm \frac{N_2}{m}\right);$ $M_{B4} = -\frac{qh^2}{12}\cdot\frac{N_3}{m};$

$\begin{matrix} M_{B1} \\ M_{B2} \end{matrix} = -\frac{qh^2}{24}\left(-\frac{7k+31}{n} \pm \frac{N_3}{m}\right);$ $M_{D4} = \frac{qh^2}{12}\cdot\frac{N_4}{m}.$

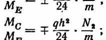




$$m = 20(k+2)(6k^2+6k+1);$$

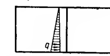
$N_1 = 240k^3 + 518k^2 + 335k + 63;$ $N_3 = 229k^2 + 262k + 63;$

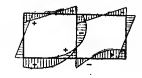
$N_2 = 240k^3 + 502k^2 + 285k + 27;$ $N_4 = 240k^3 + 911k^2 + 678k + 87.$



$\begin{matrix} M_A \\ M_E \end{matrix} = \pm\frac{qh^2}{24}\cdot\frac{N_1}{m};$ $\begin{matrix} M_{B1} \\ M_{B2} \end{matrix} = \mp\frac{qh^2}{24}\cdot\frac{N_3}{m};$ $M_{B4} = -\frac{qh^2}{12}\cdot\frac{N_3}{m};$

$\begin{matrix} M_C \\ M_F \end{matrix} = \mp\frac{qh^2}{24}\cdot\frac{N_2}{m};$ $\begin{matrix} M_{D6} \\ M_{D7} \end{matrix} = \pm\frac{qh^2}{24}\cdot\frac{N_4}{m};$ $M_{D4} = \frac{qh^2}{12}\cdot\frac{N_4}{m}.$





$$m = 20(k+2)(6k^2+6k+1);$$

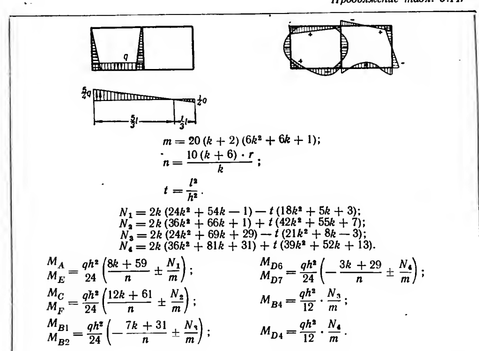
$N_1 = 72k^3 + 158k^2 + 97k + 21;$ $N_3 = -12k^3 + 31k^2 + 62k + 21;$

$N_2 = 72k^3 + 166k^2 + 107k + 9;$ $N_4 = 108k^3 + 365k^2 + 254k + 29.$

$\begin{matrix} M_A \\ M_E \end{matrix} = \pm\frac{qh^2}{24}\cdot\frac{N_1}{m};$ $\begin{matrix} M_{B1} \\ M_{B2} \end{matrix} = \mp\frac{qh^2}{24}\cdot\frac{N_3}{m};$ $M_{B4} = -\frac{qh^2}{12}\cdot\frac{N_3}{m};$

$\begin{matrix} M_C \\ M_F \end{matrix} = \mp\frac{qh^2}{24}\cdot\frac{N_2}{m};$ $\begin{matrix} M_{D6} \\ M_{D7} \end{matrix} = \pm\frac{qh^2}{24}\cdot\frac{N_4}{m};$ $M_{D4} = \frac{qh^2}{12}\cdot\frac{N_4}{m}.$

Продолжение табл. 3.147



$$m = 20(k+2)(6k^2+6k+1);$$

$$n = \frac{10(k+6)\cdot r}{k};$$

$$t = \frac{l^2}{h^2}.$$

$$N_1 = 2k(24k^2+54k-1) - t(18k^2+5k+3);$$
$$N_2 = 2k(36k^2+66k+1) + t(42k^2+55k+7);$$
$$N_3 = 2k(24k^2+69k+29) - t(21k^2+8k-3);$$
$$N_4 = 2k(36k^2+81k+31) + t(39k^2+52k+13).$$

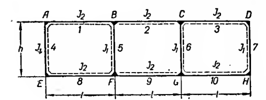
$$\begin{matrix} M_A \\ M_E \end{matrix} = \frac{qh^2}{24}\left(\frac{8k+59}{n} \pm \frac{N_1}{m}\right); \qquad \begin{matrix} M_{D6} \\ M_{D7} \end{matrix} = \frac{qh^2}{24}\left(-\frac{3k+29}{n} \pm \frac{N_4}{m}\right);$$

$$\begin{matrix} M_C \\ M_F \end{matrix} = \frac{qh^2}{24}\left(\frac{12k+61}{n} \pm \frac{N_2}{m}\right); \qquad M_{B4} = \frac{qh^2}{12}\cdot\frac{N_3}{m};$$

$$\begin{matrix} M_{B1} \\ M_{B2} \end{matrix} = \frac{qh^2}{24}\left(-\frac{7k+31}{n} \pm \frac{N_3}{m}\right); \qquad M_{D4} = \frac{qh^2}{12}\cdot\frac{N_4}{m}.$$

Таблица 3.148

Трехпролетные прямоугольные трубы

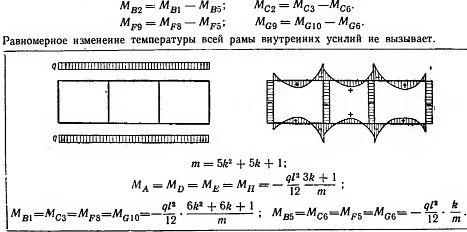


$$k = \frac{I_2}{I_1}\cdot\frac{h}{l}.$$

Значения угловых изгибающих моментов для среднего пролета находятся по формулам:

$$M_{B2} = M_{B1} - M_{B5}; \qquad M_{C2} = M_{C3} - M_{C6}.$$
$$M_{F9} = M_{F8} - M_{F5}; \qquad M_{G9} = M_{G10} - M_{G6}.$$

Равномерное изменение температуры всей рамы внутренних усилий не вызывает.

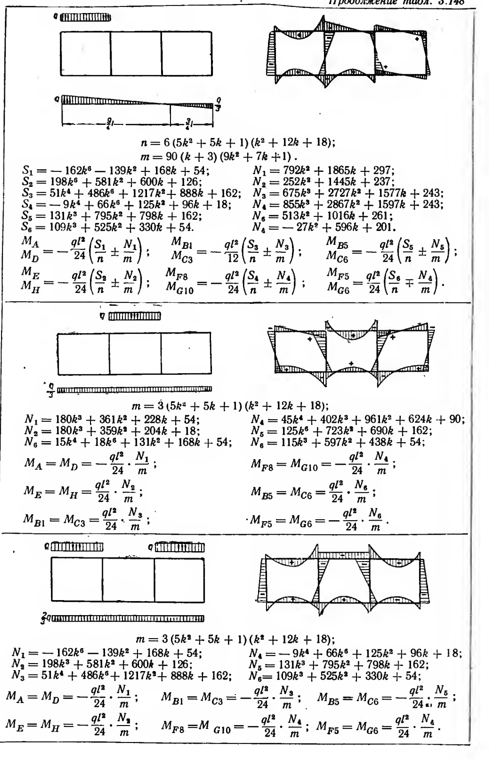


$$m = 5k^2 + 5k + 1;$$

$$M_A = M_D = M_E = M_H = -\frac{ql^2}{12}\,\frac{3k+1}{m};$$

$$M_{B1} = M_{C3} = M_{F8} = M_{G10} = -\frac{ql^2}{12}\cdot\frac{6k^2+6k+1}{m}; \quad M_{B5} = M_{C6} = M_{F5} = M_{G6} = -\frac{ql^2}{12}\cdot\frac{k}{m}.$$

Продолжение табл. 3.148



$$n = 6\,(5k^2 + 5k + 1)\,(k^2 + 12k + 18);$$
$$m = 90\,(k + 3)\,(9k^2 + 7k + 1)\,.$$

$S_1 = -162k^6 - 139k^2 + 168k + 54;$ $N_1 = 792k^2 + 1865k + 297;$
$S_2 = 198k^6 + 581k^2 + 600k + 126;$ $N_2 = 252k^2 + 1445k + 237;$
$S_3 = 51k^4 + 486k^6 + 1217k^2 + 888k + 162;$ $N_3 = 675k^3 + 2727k^2 + 1577k + 243;$
$S_4 = -9k^4 + 66k^6 + 125k^2 + 96k + 18;$ $N_4 = 855k^3 + 2867k^2 + 1597k + 243;$
$S_5 = 131k^3 + 795k^2 + 798k + 162;$ $N_6 = 513k^2 + 1016k + 261;$
$S_6 = 109k^3 + 525k^2 + 330k + 54.$ $N_4 = -27k^2 + 596k + 201.$

$$\begin{matrix} M_A \\ M_D \end{matrix} = -\frac{ql^2}{24}\left(\frac{S_1}{n} \pm \frac{N_1}{m}\right); \quad \begin{matrix} M_{B1} \\ M_{C3} \end{matrix} = -\frac{ql^2}{12}\left(\frac{S_3}{n} \pm \frac{N_3}{m}\right); \quad \begin{matrix} M_{B5} \\ M_{C6} \end{matrix} = -\frac{ql^2}{24}\left(\frac{S_5}{n} \pm \frac{N_5}{m}\right);$$

$$\begin{matrix} M_E \\ M_H \end{matrix} = -\frac{ql^2}{24}\left(\frac{S_2}{n} \pm \frac{N_2}{m}\right); \quad \begin{matrix} M_{F8} \\ M_{G10} \end{matrix} = -\frac{ql^2}{24}\left(\frac{S_4}{n} \pm \frac{N_4}{m}\right); \quad \begin{matrix} M_{F5} \\ M_{G6} \end{matrix} = \frac{ql^2}{24}\left(\frac{S_6}{n} \mp \frac{N_4}{m}\right).$$

$$m = 3\,(5k^2 + 5k + 1)\,(k^2 + 12k + 18);$$

$N_1 = 180k^3 + 361k^2 + 228k + 54;$ $N_4 = 45k^4 + 402k^3 + 961k^2 + 624k + 90;$
$N_2 = 180k^3 + 359k^2 + 204k + 18;$ $N_5 = 125k^6 + 723k^2 + 690k + 162;$
$N_6 = 15k^4 + 18k^6 + 131k^2 + 168k + 54;$ $N_6 = 115k^3 + 597k^2 + 438k + 54;$

$$M_A = M_D = -\frac{ql^2}{24}\cdot\frac{N_1}{m}; \qquad M_{F8} = M_{G10} = -\frac{ql^2}{24}\cdot\frac{N_4}{m};$$

$$M_E = M_H = \frac{ql^2}{24}\cdot\frac{N_2}{m}; \qquad M_{B5} = M_{C6} = \frac{ql^2}{24}\cdot\frac{N_6}{m};$$

$$M_{B1} = M_{C3} = \frac{ql^2}{24}\cdot\frac{N_3}{m}; \qquad M_{F5} = M_{G6} = -\frac{ql^2}{24}\cdot\frac{N_6}{m}.$$

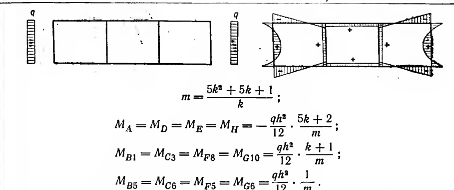
$$m = 3\,(5k^2 + 5k + 1)\,(k^2 + 12k + 18);$$

$N_1 = -162k^6 - 139k^2 + 168k + 54;$ $N_4 = -9k^4 + 66k^6 + 125k^2 + 96k + 18;$
$N_2 = 198k^3 + 581k^2 + 600k + 126;$ $N_5 = 131k^3 + 795k^2 + 798k + 162;$
$N_3 = 51k^4 + 486k^6 + 1217k^2 + 888k + 162;$ $N_6 = 109k^3 + 525k^2 + 330k + 54;$

$$M_A = M_D = -\frac{ql^2}{24}\cdot\frac{N_1}{m}; \quad M_{B1} = M_{C3} = -\frac{ql^2}{24}\cdot\frac{N_3}{m}; \quad M_{B5} = M_{C6} = -\frac{ql^2}{24}\cdot\frac{N_5}{m};$$

$$M_E = M_H = -\frac{ql^2}{24}\cdot\frac{N_2}{m}; \quad M_{F8} = M_{G10} = -\frac{ql^2}{24}\cdot\frac{N_4}{m}; \quad M_{F5} = M_{G6} = \frac{ql^2}{24}\cdot\frac{N_4}{m}.$$

Продолжение табл. 3.148

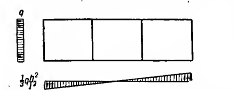


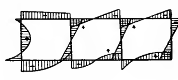
$$m = \frac{5k^2 + 5k + 1}{k};$$

$$M_A = M_D = M_E = M_H = -\frac{qh^2}{12}\cdot\frac{5k+2}{m};$$

$$M_{B1} = M_{C3} = M_{F8} = M_{G10} = \frac{qh^2}{12}\cdot\frac{k+1}{m};$$

$$M_{B5} = M_{C6} = M_{F5} = M_{G6} = \frac{qh^2}{12}\cdot\frac{1}{m}.$$





$$n = \frac{5k^2 + 5k + 1}{k};$$

$$m = 90(k+3)(9k^2 + 7k + 1);$$

$N_1 = 405k^3 - 189k^2 + 1045k + 216;$
$N_2 = 2025k^3 + 4779k^2 + 1325k + 84;$
$N_3 = -405k^3 + 909k^2 + 1259k + 216;$

$$\begin{matrix} M_A \\ M_D \end{matrix} = \frac{qh^2}{24}\left(-\frac{5k+2}{n} \pm \frac{N_1}{m}\right);$$

$$\begin{matrix} M_E \\ M_H \end{matrix} = -\frac{qh^2}{24}\left(\frac{5k+2}{n} \pm \frac{N_1}{m}\right);$$

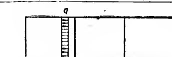
$$\begin{matrix} M_{B1} \\ M_{C3} \end{matrix} = -\frac{qh^2}{24}\left(-\frac{k+1}{n} \pm \frac{N_3}{m}\right);$$

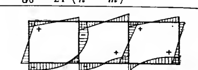
$N_4 = 495k^3 + 4021k^2 + 2531k + 324;$
$N_5 = 1215k^3 + 6741k^2 + 4307k + 612;$
$N_6 = 1215k^3 + 7029k^2 + 5203k + 708;$

$$\begin{matrix} M_{F8} \\ M_{G10} \end{matrix} = \frac{qh^2}{24}\left(\frac{k+1}{n} \pm \frac{N_4}{m}\right);$$

$$\begin{matrix} M_{B5} \\ M_{C6} \end{matrix} = -\frac{qh^2}{24}\left(-\frac{1}{n} \pm \frac{N_5}{m}\right);$$

$$\begin{matrix} M_{F3} \\ M_{G6} \end{matrix} = \frac{qh^2}{24}\left(\frac{1}{n} \pm \frac{N_6}{m}\right).$$





$$n = \frac{5k^2 + 5k + 1}{k};$$

$$m = 90(k+3)(9k^2 + 7k + 1).$$

$N_1 = 1215k^3 + 2331k^2 + 1315k + 216;$
$N_2 = 1215k^3 + 2259k^2 + 1055k + 84;$
$N_3 = -405k^3 + 819k^2 + 989k + 216;$

$$\begin{matrix} M_A \\ M_D \end{matrix} = \frac{qh^2}{24}\left(-\frac{1}{n} \pm \frac{N_1}{m}\right);$$

$$\begin{matrix} M_E \\ M_H \end{matrix} = -\frac{qh^2}{24}\left(\frac{1}{n} \pm \frac{N_2}{m}\right);$$

$$\begin{matrix} M_{B1} \\ M_{C3} \end{matrix} = -\frac{qh^2}{24}\left(-\frac{3k+2}{n} \pm \frac{N_3}{m}\right);$$

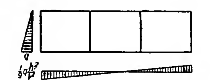
$N_4 = 495k^3 + 4111k^2 + 2801k + 324;$
$N_5 = 405k^3 + 3951k^2 + 3227k + 612;$
$N_6 = 2025k^3 + 9819k^2 + 6283k + 708;$

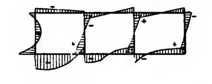
$$\begin{matrix} M_{F8} \\ M_{G10} \end{matrix} = \frac{hq^2}{24}\left(\frac{3k+2}{n} \pm \frac{N_4}{m}\right);$$

$$\begin{matrix} M_{B5} \\ M_{C6} \end{matrix} = -\frac{qh^2}{24}\left(-\frac{5k+3}{n} \pm \frac{N_5}{m}\right);$$

$$\begin{matrix} M_{F5} \\ M_{G6} \end{matrix} = \frac{qh^2}{24}\left(\frac{5k+3}{n} \pm \frac{N_6}{m}\right);$$

Продолжение табл. 3.148





$$n = \frac{10\,(5k^2 + 5k + 1)\,(k^2 + 12k + 18)}{k};$$

$$m = 540\,(k + 3)\,(9k^2 + 7k + 1);$$

$S_1 = 20k^3 + 290k^2 + 554k + 177;$ $N_1 = 243k^3 - 2799k^2 + 1577k + 432;$

$S_2 = 30k^3 + 330k^2 + 586k + 183;$ $N_2 = 5103k^3 + 12357k^2 + 3217k + 168;$

$S_3 = 10k^3 + 85k^2 + 166k + 93;$ $N_3 = -1323k^3 + 729k^2 + 2221k + 432;$

$S_4 = 45k^2 + 134k + 87;$ $N_4 = 1017k^3 - 8753k^2 + 5305k + 648;$

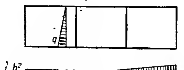
$S_5 = 20k^2 + 75k + 93;$ $N_5 = 2187k^3 + 13203k^2 + 8317k + 1224;$

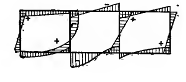
$S_6 = -10k^2 + 45k + 87;$ $N_6 = 2187k^3 + 13959k^2 + 10649k + 1416;$

$$\begin{matrix} M_A \\ M_D \end{matrix} = \frac{qh^2}{24}\left(-\frac{S_1}{n} \pm \frac{N_1}{m}\right); \qquad \begin{matrix} M_{F8} \\ M_{G10} \end{matrix} = \frac{qh^2}{24}\left(\frac{S_4}{n} \pm \frac{N_4}{m}\right);$$

$$\begin{matrix} M_E \\ M_H \end{matrix} = -\frac{qh^2}{24}\left(\frac{S^2}{n} \pm \frac{N_2}{m}\right); \qquad \begin{matrix} M_{B5} \\ M_{C6} \end{matrix} = -\frac{qh^2}{24}\left(-\frac{S_5}{n} \pm \frac{N_5}{m}\right);$$

$$\begin{matrix} M_{B1} \\ M_{C3} \end{matrix} = -\frac{qh^2}{24}\left(-\frac{S_3}{n} \pm \frac{N_3}{m}\right); \qquad \begin{matrix} M_{F5} \\ M_{G6} \end{matrix} = \frac{qh^2}{24}\left(\frac{S_6}{n} \pm \frac{N_6}{m}\right).$$





$$n = \frac{10\,(5k^2 + 5k + 1)\,(k^2 + 12k + 18)}{k};$$

$$m = 540\,(k + 3)\,(9k^2 + 7k + 1);$$

$S_1 = 20k^2 + 75k + 93;$ $N_1 = 2187k^3 + 4383k^2 + 2333k + 432;$

$S_2 = -10k^2 + 45k + 87;$ $N_2 = 2187k^3 + 4419k^2 + 2353k + 168;$

$S_3 = 15k^3 + 175k^2 + 375k + 177;$ $N_3 = -837k^3 + 837k^2 + 1465k + 432;$

$S_4 = 15k^3 + 205k^2 + 405k + 183;$ $N_4 = 1503k^3 + 9401k^2 + 6169k + 648;$

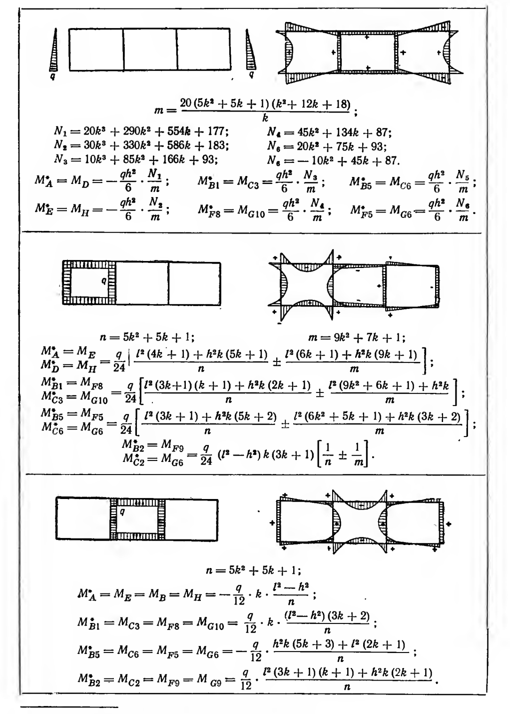
$S_5 = 20k^3 + 265k^2 + 584k + 261;$ $N_5 = 243k^3 + 5211k^2 + 5131k + 1224;$

$S_6 = 30k^3 + 365k^2 + 676k + 279;$ $N_6 = 5103k^3 + 22707k^2 + 13943k + 1416.$

$$\begin{matrix} M_A \\ M_D \end{matrix} = \frac{qh^2}{24}\left(-\frac{S_1}{n} \pm \frac{N_1}{m}\right); \quad \begin{matrix} M_{B1} \\ M_{C3} \end{matrix} = -\frac{qh^2}{24}\left(-\frac{S_3}{n} \pm \frac{N_3}{m}\right); \quad \begin{matrix} M_{B5} \\ M_{C6} \end{matrix} = -\frac{qh^2}{24}\left(-\frac{S_5}{n} \pm \frac{N_5}{m}\right);$$

$$\begin{matrix} M_E \\ M_H \end{matrix} = -\frac{qh^2}{24}\left(\frac{S_2}{n} \pm \frac{N_2}{m}\right); \quad \begin{matrix} M_{F8} \\ M_{G10} \end{matrix} = \frac{qh^2}{24}\left(\frac{S_4}{n} \pm \frac{N_4}{m}\right); \quad \begin{matrix} M_{F5} \\ M_{G6} \end{matrix} = \frac{qh^2}{24}\left(\frac{S_6}{n} \pm \frac{N_6}{m}\right);$$

Продолжение табл. 3.148



$$m=\frac{20\,(5k^2+5k+1)\,(k^2+12k+18)}{k};$$

$N_1 = 20k^3+290k^2+554k+177;$ $\qquad N_4 = 45k^2+134k+87;$

$N_2 = 30k^3+330k^2+586k+183;$ $\qquad N_6 = 20k^2+75k+93;$

$N_3 = 10k^3+85k^2+166k+93;$ $\qquad N_6 = -10k^2+45k+87.$

$$M_A^* = M_D = -\frac{qh^2}{6}\cdot\frac{N_1}{m};\qquad M_{B1}^* = M_{C3} = \frac{qh^2}{6}\cdot\frac{N_3}{m};\qquad M_{B5}^* = M_{C6} = \frac{qh^2}{6}\cdot\frac{N_5}{m};$$

$$M_E^* = M_H = -\frac{qh^2}{6}\cdot\frac{N_2}{m};\qquad M_{F8}^* = M_{G10} = \frac{qh^2}{6}\cdot\frac{N_4}{m};\qquad M_{F5}^* = M_{G6} = \frac{qh^2}{6}\cdot\frac{N_6}{m}.$$

$n = 5k^2+5k+1;$ $\qquad m = 9k^2+7k+1;$

$$\begin{matrix}M_A^* = M_E\\ M_D^* = M_H\end{matrix} = \frac{q}{24}\left[\frac{l^2(4k+1)+h^2k(5k+1)}{n} \pm \frac{l^2(6k+1)+h^2k(9k+1)}{m}\right];$$

$$\begin{matrix}M_{B1}^* = M_{F8}\\ M_{C3}^* = M_{G10}\end{matrix} = \frac{q}{24}\left[\frac{l^2(3k+1)(k+1)+h^2k(2k+1)}{n} \pm \frac{l^2(9k^2+6k+1)+h^2k}{m}\right];$$

$$\begin{matrix}M_{B5}^* = M_{F5}\\ M_{C6}^* = M_{G6}\end{matrix} = \frac{q}{24}\left[\frac{l^2(3k+1)+h^2k(5k+2)}{n} \pm \frac{l^2(6k^2+5k+1)+h^2k(3k+2)}{m}\right];$$

$$\begin{matrix}M_{B2}^* = M_{F9}\\ M_{C2}^* = M_{G6}\end{matrix} = \frac{q}{24}\,(l^2-h^2)\,k\,(3k+1)\left[\frac{1}{n} \pm \frac{1}{m}\right].$$

$n = 5k^2+5k+1;$

$$M_A^* = M_E = M_B = M_H = -\frac{q}{12}\cdot k\cdot\frac{l^2-h^2}{n};$$

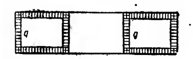
$$M_{B1}^* = M_{C3} = M_{F8} = M_{G10} = \frac{q}{12}\cdot k\cdot\frac{(l^2-h^2)(3k+2)}{n};$$

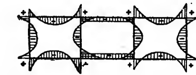
$$M_{B5}^* = M_{C6} = M_{F5} = M_{G6} = -\frac{q}{12}\cdot\frac{h^2k(5k+3)+l^2(2k+1)}{n};$$

$$M_{B2}^* = M_{C2} = M_{F9} = M_{G9} = \frac{q}{12}\cdot\frac{l^2(3k+1)(k+1)+h^2k(2k+1)}{n}.$$

* Эпюры моментов построены у сжатого волокна.

Продолжение табл. 3.148





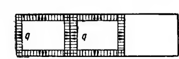
$$n = 5k^2 + 5k + 1;$$

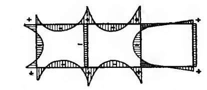
$$M^*_A = M_E = M_B = M_H = \frac{q}{12} \cdot \frac{l^2 (4k + 1) + h^2k (5k + 1)}{n};$$

$$M^*_{B1} = M_{C3} = M_{F8} = M_{G10} = \frac{q}{12} \cdot \frac{l^2 (3k + 1) (k + 1) + h^2k (2k + 1)}{n};$$

$$M^*_{B5} = M_{C6} = M_{F5} = M_{G6} = \frac{q}{12} \cdot \frac{l^2 (3k + 1) + h^2k (5k + 2)}{n};$$

$$M^*_{B2} = M_{C2} = M_{F9} = M_{G9} = \frac{q}{12} \cdot k \cdot \frac{(l^2 - h^2) (3k + 1)}{n}.$$





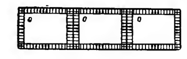
$$n = 5k^2 + 5k + 1; \qquad m = 9k^2 + 7k + 1;$$

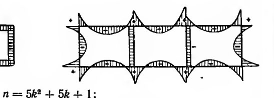
$$\begin{matrix} M^*_A = M_E \\ M^*_D = M_H \end{matrix} = \frac{q}{24} \cdot \left[\frac{l^2 (2k + 1) + h^2k (5k + 3)}{n} \pm \frac{l^2 (6k + 1) + h^2k (9k + 1)}{m} \right];$$

$$\begin{matrix} M^*_{B1} = M_{F8} \\ M^*_{C3} = M_{G10} \end{matrix} = \frac{q}{24} \left[\frac{l^2 (9k^2 + 8k + 1) - h^2k (4k + 3)}{n} \pm \frac{l^2 (9k^2 + 6k + 1) + h^2k}{m} \right];$$

$$\begin{matrix} M^*_{B5} = M_{F5} \\ M^*_{C6} = M_{G6} \end{matrix} = -\frac{q}{24} \left[\frac{l^2 (k + 1) + h^2k (5k + 4)}{n} \pm \frac{l^2 (6k^2 + 5k + 1) + h^2k (3k + 2)}{m} \right];$$

$$\begin{matrix} M^*_{B2} = M_{F9} \\ M^*_{C2} = M_{G9} \end{matrix} = \frac{q}{24} \left[\frac{l^2 (9k^2 + 9k + 2) + h^2k (k + 1)}{n} \pm \frac{(l^2 - h^2) k (3k + 1)}{m} \right].$$





$$n = 5k^2 + 5k + 1;$$

$$M^*_A = M_E = M_B = M_H = \frac{q}{12} \cdot \frac{l^2 (3k + 1) + h^2k (5k + 2)}{n};$$

$$M^*_{B1} = M_{C3} = M_{F8} = M_{G10} = \frac{q}{12} \cdot \frac{l^2 (6k^2 + 6k + 1) - h^2k (k + 1)}{n};$$

$$M^*_{B5} = M_{C6} = M_{F5} = M_{G6} = \frac{q}{12} \cdot k \frac{l^2 - h^2}{n};$$

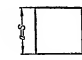
$$M^*_{B2} = M_{C2} = M_{F9} = M_{G9} = \frac{q}{12} \cdot \frac{l^2 (6k^2 + 5k + 1) - h^2k^2}{n}.$$

* Эпюры моментов построены у сжатого волокна.

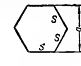
Таблица 3.149

Многоугольные трубы

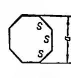
Формулы для определения угловых изгибающих моментов при действии равномерного внутреннего давления p



$M = \frac{pa^2}{12}$;



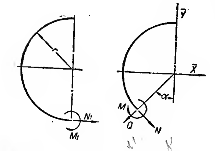
$M = \frac{pa^2}{36}$;



$M = \frac{pa^2}{280}$

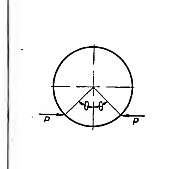
Таблица 3.150

Круглые трубы*



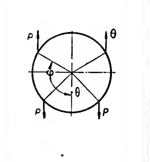
Принятые положительные направления M_1, N_1, M, N и Q изображены на рисунке.
Принятые обозначения:

γ — удельный вес жидкости;
$z = \sin\alpha$; $u = \cos\alpha$;
$s = \sin\theta$; $c = \cos\theta$;
$n = \sin\varphi$; $e = \cos\varphi$;
$v = \sin\beta$; $w = \cos\beta$;
δ_x и δ_y — изменения диаметра кольца в направлениях $\bar{x}$ и $\bar{y}$.

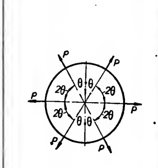
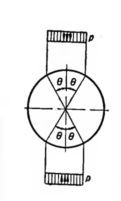
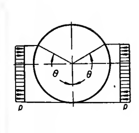
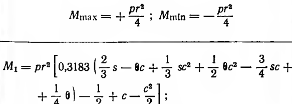
	$M = Pr(0{,}3183 - 0{,}5z)$; $M_{max} = 0{,}3183Pr$ (при $\alpha = 0$); $M_{min} = -0{,}1817Pr\left(\text{при } \alpha = \frac{\pi}{2}\right)$; $N = -0{,}5Pz$; $\delta_x = +0{,}137\frac{Pr^3}{EJ}$; $Q = -0{,}5Pu$; $\delta_y = -0{,}149\frac{Pr^3}{EJ}$;
	При $0 < \alpha < \theta$ $M = Pr[0{,}3183(s - c\theta + u\theta - usc) - u + c]$; $N = P[0{,}3183u(\theta - sc) - u]$; $Q = P[0{,}3183z(sc - \theta) + z]$ При $\theta < \alpha < \pi$ $M = Pr[0{,}3183(s - c\theta + u\theta - usc)]$; $N = P[0{,}3183u(\theta - sc)]$; $Q = P[0{,}3183z(sc - \theta)]$; $\delta_x = \frac{Pr^3}{EJ}[0{,}6366(s - c\theta) + 0{,}5(sc - \theta)]$; $\delta_y = \frac{Pr^3}{EJ}[0{,}6366(s - c\theta) + c + 0{,}5s^2 - 1]$.

* Часть формул может быть использована не только для расчета горизонтально расположенных труб, но и для расчета вертикальных цилиндрических колодцев.

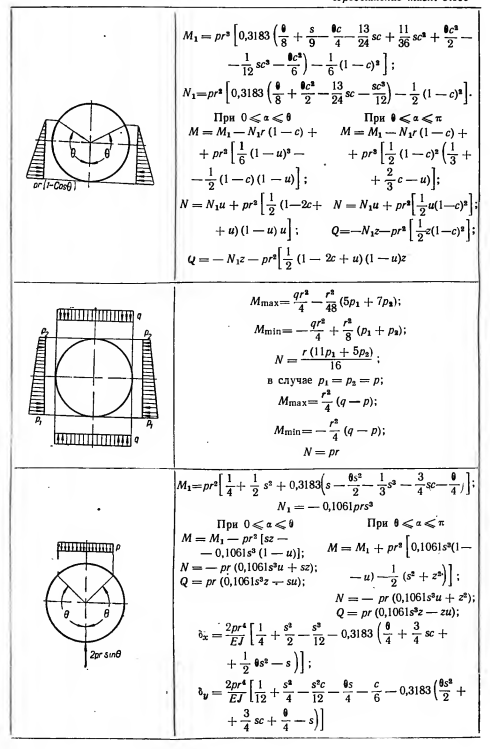
Продолжение табл. 3.150

	При $0 \leqslant \alpha \leqslant \frac{\pi}{2}$ $M = Pr(0{,}3183u + z - 0{,}8183)$; $N = P(0{,}3183u + z)$; $Q = P(u - 0{,}3183z)$; При $\frac{\pi}{2} \leqslant \alpha \leqslant \pi$ $M = Pr(0{,}1817 + 0{,}3183u)$; $N = 0{,}3183Pu$; $Q = -0{,}3183Pz$; $\delta_x = -0{,}1366\frac{Pr^3}{EJ}$; $\delta_y = 0{,}1488\frac{Pr^3}{EJ}$
	При $0 \leqslant \alpha \leqslant \theta$ $M = Pr[0{,}3183(s\theta + c + us^2 - 1) - s + z]$; $N = P(0{,}3183us^2 + z)$; $Q = P(u - 0{,}3183zs^2)$; При $\theta \leqslant \alpha \leqslant \pi$ $M = Pr[0{,}3183(s\theta + c + us^2 - 1)]$; $N = P \cdot 0{,}3183us^2$; $Q = -P \cdot 0{,}3183zs^2$; $\delta_x = \frac{Pr^3}{EJ}[0{,}5(s^2 + 2) + 0{,}6366(s\theta + c - 1) - 2s]$; $\delta_y = \frac{Pr^3}{EJ}[0{,}5(sc + \theta) + 0{,}6366(s\theta + c - 1) - s]$
	При $0 \leqslant \alpha \leqslant \theta$ $M = Pr[0{,}3183(uc^2 - s\theta - c) + s - 0{,}5]$; $N = P \cdot 0{,}3183uc^2$; $Q = -P \cdot 0{,}3183zc^2$. При $\theta \leqslant \alpha \leqslant \frac{\pi}{2}$ $M = Pr[0{,}3183(uc^2 - s\theta - c) + z - 0{,}5]$; $N = P(0{,}3183uc^2 + z)$; $Q = P(u - 0{,}3183zc^2)$. При $\frac{\pi}{2} \leqslant \alpha \leqslant \pi$ $M = Pr[0{,}3183(uc^2 - s\theta - c) + 0{,}5]$; $N = P \cdot 0{,}3183uc^2$; $Q = -P \cdot 0{,}3183zc^2$; $\delta_x = \frac{Pr^3}{EJ}[0{,}5(s^2 + 1) - 0{,}6366(s\theta + c)]$; $\delta_y = \frac{Pr^3}{EJ}[s - 0{,}5(sc + \theta) - 0{,}6366(s\theta + c) + 0{,}7854]$
	При $0 \leqslant \alpha \leqslant \theta$ $M = Pr[0{,}3183(n\varphi + e - s\theta - c - us^2 + un^2) - n + s]$; $N = P\,0{,}3183u(n^2 - s^2)$; $Q = P\,0{,}3183z(s^2 - n^2)$. При $\theta \leqslant \alpha \leqslant \varphi$ $M = Pr[0{,}3183(n\varphi + e - s\theta - c - us^2 + un^2) - n + z]$; $N = P[0{,}3183u(n^2 - s^2) + z]$; $Q = P[0{,}3183z(s^2 - n^2) + u]$. При $\varphi \leqslant \alpha \leqslant \pi$ $M = Pr[0{,}3183(n\varphi + e - s\theta - c - us^2 + un^2)]$; $N = P\,0{,}3183u(n^2 - s^2)$; $Q = P\,0{,}3183z(s^2 - n^2)$; $\delta_x = \frac{Pr^3}{EJ}[0{,}5(s^2 + n^2) + 0{,}6366(n\varphi + e - s\theta - c) + 1 - 2n]$; $\delta_y = \frac{Pr^3}{EJ}[0{,}5(ne + \varphi - sc - \theta) + 0{,}6366(n\varphi + e - s\theta - c) + s - n]$

Продолжение табл. 3.150

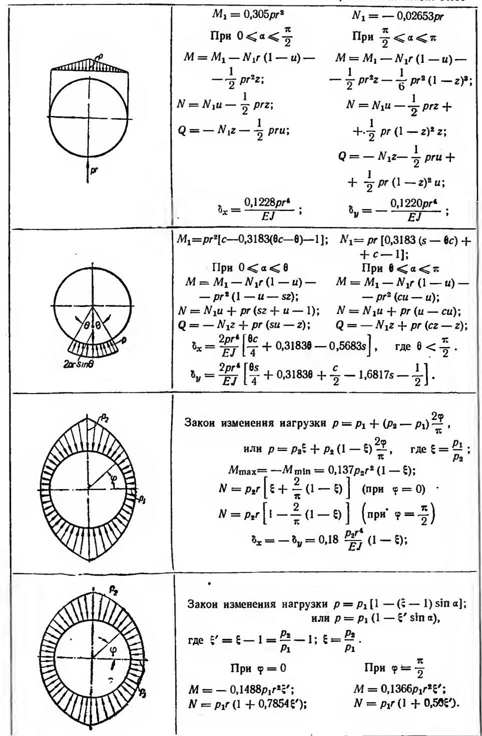
	$0 \leqslant \alpha \leqslant \theta$ $M=0{,}5Pr\left(\frac{u}{s}-\frac{1}{\theta}\right)$; $M_{\max}=0{,}5Pr\left(\frac{1}{s}-\frac{1}{\theta}\right)$; (при $\alpha=0;2\theta;4\theta$ и т. д.) $N=0{,}5P\frac{1}{s}$; $M_{\min}=-0{,}5Pr\left(\frac{1}{\theta}-\operatorname{ctg}\theta\right)$ (под каждой силой); радиальные перемещения точки под грузом $\frac{Pr^3}{2EJ}\left[\frac{1}{s^2}\left(\frac{\theta}{2}+\frac{sc}{2}\right)-\frac{1}{\theta}\right]$ наружу радиальные перемещения точек при $\alpha=0;2\theta;4\theta$ и т. д. $\frac{Pr^3}{2EJ}\frac{\pi}{\theta}\left(\frac{1-c}{2\theta}-\frac{s}{4}\right)$ внутрь
	$M_1=pr^2\left[0{,}3183\left(\frac{1}{2}\theta+\theta s^2+\frac{3}{2}sc\right)-\frac{1}{2}s^2\right]$; $N_1=0$ При $0\leqslant\alpha\leqslant\theta$: $M=M_1-pr^2\left(\frac{1}{2}z^2\right)$; $N=-prz^2$; $Q=-przu$; При $\theta\leqslant\alpha\leqslant\pi-\theta$: $M=M_1-pr^2\left(sz-\frac{1}{2}s^2\right)$; $N=-prsz$; $Q=-prsu$; $\delta_x=\frac{pr^4}{EJ}\left[1+2s^2-\frac{s^3}{12}+s-0{,}3183\,(\theta+3sc+2\theta s^2)\right]$; $\delta_y=\frac{pr^4}{EJ}\left[s^2-\frac{1}{3}s^2c-\theta s-\frac{2}{3}c+\frac{1}{3}+\right.$ $\left.+\frac{\pi s}{2}-0{,}3183\,(2\theta s^2+3sc+\theta)\right]$. При $\theta=\frac{\pi}{2}$ $M_{\max}=+\frac{pr^2}{4}$; $M_{\min}=-\frac{pr^2}{4}$
	 $M_1=pr^2\left[0{,}3183\left(\frac{2}{3}s-\theta c+\frac{1}{3}sc^2+\frac{1}{2}\theta c^2-\frac{3}{4}sc+\right.\right.$ $\left.\left.+\frac{1}{4}\theta\right)-\frac{1}{2}+c-\frac{c^2}{2}\right]$; $N_1=pr\left[0{,}3183\left(\frac{2}{3}s+\frac{1}{3}sc^2-\theta c\right)+c-1\right]$. При $0\leqslant\alpha\leqslant\theta$: $M=M_1-N_1r(1-u)-\frac{1}{2}pr^2(1-u^2)$; $N=N_1u+pr(1-u)u$; $Q=-N_1z-pr(1-u)z$; При $\theta\leqslant\alpha\leqslant\pi$: $M=M_1-N_1r(1-u)-\frac{1}{2}pr^3(1-c)(1+c-2u)$; $N=N_1u+pr(1-c)u$; $Q=-N_1z-pr(1-c)z$

Продолжение табл. 3.150



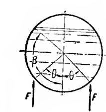
	$M_1 = pr^3\left[0{,}3183\left(\frac{\theta}{8}+\frac{s}{9}-\frac{\theta c}{4}-\frac{13}{24}sc+\frac{11}{36}sc^2+\frac{\theta c^2}{2}-\frac{1}{12}sc^3-\frac{\theta c^2}{6}\right)-\frac{1}{6}(1-c)^2\right]$; $N_1 = pr^2\left[0{,}3183\left(\frac{\theta}{8}+\frac{\theta c^2}{2}-\frac{13}{24}sc-\frac{sc^3}{12}\right)-\frac{1}{2}(1-c)^2\right]$. При $0\leqslant\alpha\leqslant\theta$ $M = M_1 - N_1 r(1-c) + pr^2\left[\frac{1}{6}(1-u)^3-\frac{1}{2}(1-c)(1-u)\right]$; $N = N_1 u + pr^2\left[\frac{1}{2}(1-2c+u)(1-u)u\right]$; $Q = -N_1 z - pr^2\left[\frac{1}{2}(1-2c+u)(1-u)z\right.$ При $\theta\leqslant\alpha\leqslant\pi$ $M = M_1 - N_1 r(1-c) + pr^3\left[\frac{1}{2}(1-c)^2\left(\frac{1}{3}+\frac{2}{3}c-u\right)\right]$; $N = N_1 u + pr^2\left[\frac{1}{2}u(1-c)^2\right]$; $Q = -N_1 z - pr^2\left[\frac{1}{2}z(1-c)^2\right]$;
	$M_{\max} = \frac{qr^2}{4} - \frac{r^2}{48}(5p_1+7p_2)$; $M_{\min} = -\frac{qr^2}{4} + \frac{r^2}{8}(p_1+p_2)$; $N = \frac{r(11p_1+5p_2)}{16}$; в случае $p_1 = p_2 = p$; $M_{\max} = \frac{r^2}{4}(q-p)$; $M_{\min} = -\frac{r^2}{4}(q-p)$; $N = pr$
	$M_1 = pr^2\left[\frac{1}{4}+\frac{1}{2}s^2+0{,}3183\left(s-\frac{\theta s^2}{2}-\frac{1}{3}s^3-\frac{3}{4}sc-\frac{\theta}{4}\right)\right]$; $N_1 = -0{,}1061prs^3$ При $0\leqslant\alpha\leqslant\theta$ $M = M_1 - pr^2[sz - 0{,}1061s^3(1-u)]$; $N = -pr(0{,}1061s^3u + sz)$; $Q = pr(0{,}1061s^3z - su)$; При $\theta\leqslant\alpha\leqslant\pi$ $M = M_1 + pr^2\left[0{,}1061s^3(1-u)-\frac{1}{2}(s^2+z^2)\right]$; $N = -pr(0{,}1061s^3u + z^2)$; $Q = pr(0{,}1061s^3z - zu)$; $\delta_x = \frac{2pr^4}{EJ}\left[\frac{1}{4}+\frac{s^2}{2}-\frac{s^3}{12}-0{,}3183\left(\frac{\theta}{4}+\frac{3}{4}sc+\frac{1}{2}\theta s^2-s\right)\right]$; $\delta_y = \frac{2pr^4}{EJ}\left[\frac{1}{12}+\frac{s^2}{4}-\frac{s^2c}{12}-\frac{\theta s}{4}-\frac{c}{6}-0{,}3183\left(\frac{\theta s^2}{2}+\frac{3}{4}sc+\frac{\theta}{4}-s\right)\right]$

Продолжение табл. 3.150

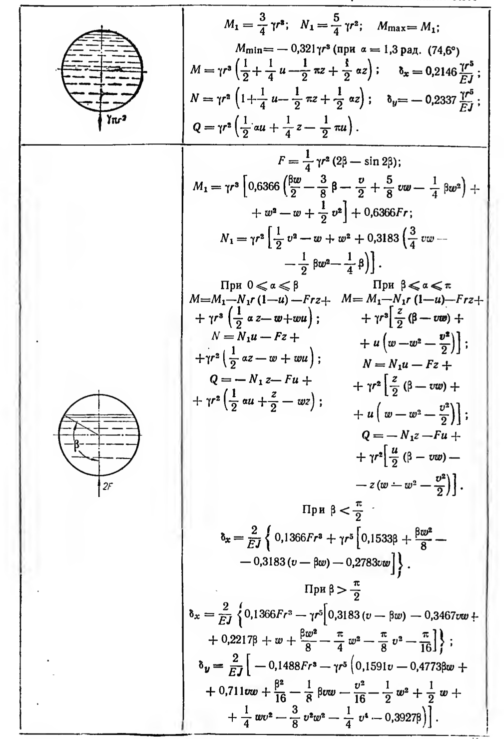


	$M_1 = 0{,}305pr^2$ $\quad N_1 = -0{,}02653pr$ При $0 \leqslant \alpha \leqslant \frac{\pi}{2}$: $M = M_1 - N_1 r(1-u) - \frac{1}{2}pr^2 z$; $N = N_1 u - \frac{1}{2}prz$; $Q = -N_1 z - \frac{1}{2}pru$; При $\frac{\pi}{2} \leqslant \alpha \leqslant \pi$: $M = M_1 - N_1 r(1-u) - \frac{1}{2}pr^2 z - \frac{1}{6}pr^2(1-z)^3$; $N = N_1 u - \frac{1}{2}prz + \frac{1}{2}pr(1-z)^2 z$; $Q = -N_1 z - \frac{1}{2}pru + \frac{1}{2}pr(1-z)^2 u$; $\delta_x = \frac{0{,}1228pr^4}{EJ}$; $\quad \delta_y = -\frac{0{,}1220pr^4}{EJ}$;
	$M_1 = pr^2[c - 0{,}3183(\theta c - \theta) - 1]$; $\quad N_1 = pr[0{,}3183(s - \theta c) + c - 1]$; При $0 \leqslant \alpha \leqslant \theta$: $M = M_1 - N_1 r(1-u) - pr^2(1-u-sz)$; $N = N_1 u + pr(sz + u - 1)$; $Q = -N_1 z + pr(su - z)$; При $\theta \leqslant \alpha \leqslant \pi$: $M = M_1 - N_1 r(1-u) - pr^2(cu - u)$; $N = N_1 u + pr(u - cu)$; $Q = -N_1 z + pr(cz - z)$; $\delta_x = \frac{2pr^4}{EJ}\left[\frac{\theta c}{4} + 0{,}3183\theta - 0{,}5683s\right]$, где $\theta < \frac{\pi}{2}$. $\delta_y = \frac{2pr^4}{EJ}\left[\frac{\theta s}{4} + 0{,}3183\theta + \frac{c}{2} - 1{,}6817s - \frac{1}{2}\right]$.
	Закон изменения нагрузки $p = p_1 + (p_2 - p_1)\frac{2\varphi}{\pi}$, или $p = p_2\xi + p_2(1-\xi)\frac{2\varphi}{\pi}$, где $\xi = \frac{p_1}{p_2}$; $M_{max} = -M_{min} = 0{,}137p_2 r^2(1-\xi)$; $N = p_2 r\left[\xi + \frac{2}{\pi}(1-\xi)\right]$ (при $\varphi = 0$) $N = p_2 r\left[1 - \frac{2}{\pi}(1-\xi)\right]$ $\left(\text{при } \varphi = \frac{\pi}{2}\right)$ $\delta_x = -\delta_y = 0{,}18\frac{p_2 r^4}{EJ}(1-\xi)$;
	Закон изменения нагрузки $p = p_1[1 - (\xi - 1)\sin\alpha]$; или $p = p_1(1 - \xi'\sin\alpha)$, где $\xi' = \xi - 1 = \frac{p_2}{p_1} - 1$; $\xi = \frac{p_2}{p_1}$. При $\varphi = 0$: $M = -0{,}1488p_1 r^2\xi'$; $N = p_1 r(1 + 0{,}7854\xi')$; При $\varphi = \frac{\pi}{2}$: $M = 0{,}1366p_1 r^2\xi'$; $N = p_1 r(1 + 0{,}50\xi')$.

Продолжение табл. 3.150

	$F=\frac{1}{4}\gamma r^2(2\beta-\sin 2\beta)$; $M_1=\gamma r^3\left[0{,}6366\left(\frac{1}{2}\beta w-\frac{3}{8}\beta-\frac{1}{2}v+\frac{5}{8}vw-\frac{1}{4}\beta w^2\right)+w^2-w+\frac{1}{2}v^2\right]+0{,}3183Fr(1+c+\theta s-\pi s+s^2)$; $N_1=\gamma r^2\left[\frac{v^2}{2}-w+w^2+0{,}3183\left(\frac{3}{4}vw-\frac{1}{2}\beta w^2-\frac{\beta}{4}\right)\right]+\frac{1}{\pi}Fs^2$; При $0\leqslant\alpha\leqslant\theta$ $M=M_1-N_1r(1-u)+\gamma r^3\left(\frac{\alpha z}{2}-w+wu\right)$; $N=N_1u+0{,}3183Fus^2+\gamma r^2\left(\frac{\alpha z}{2}-w+wu\right)$; $Q=-N_1z-0{,}3183Fzs^2+\gamma r^2\left(\frac{\alpha u}{2}+\frac{z}{2}-wz\right)$; При $\theta\leqslant\alpha\leqslant\beta$ $M=M_1-N_1r(1-u)+\gamma r^3\left(\frac{\alpha z}{2}-w+wu\right)-Fr(z-s)$; $N=N_1u+F(0{,}3183us^2-z)+\gamma r^2\left(\frac{\alpha z}{2}-w+wu\right)$; $Q=-N_1z-F(0{,}3183zs^2+u)+\gamma r^2\left(\frac{\alpha u}{2}+\frac{z}{2}-wz\right)$. При $\beta\leqslant\alpha\leqslant\pi$ $M=M_1-N_1r(1-u)+\gamma r^3\left[z\left(\frac{\beta}{2}-\frac{vw}{2}\right)+u\left(w-w^2-\frac{v^2}{2}\right)\right]-Fr(z-s)$; $N=N_1u+F(0{,}3183us^2-z)+\gamma r^2\left(\frac{\beta z}{2}-\frac{vwz}{2}-\frac{v^2u}{2}-w^2u+wu\right)$; $Q=-N_1z-F(0{,}3183zs^2+u)+\gamma r^2\left(\frac{\beta u}{2}-\frac{vwu}{2}+\frac{v^2z}{2}+w^2z-wz\right)$. При $\beta<\frac{\pi}{2}$ $\delta_x=\frac{2}{EJ}\left\{Fr^3\left[0{,}3183(1+\theta s+c)+\frac{s^2}{4}-s\right]-\gamma r^5\left(0{,}1533\beta+\frac{\beta w^2}{8}-0{,}3183(v-\beta w)-0{,}2783vw\right)\right\}$. При $\beta>\frac{\pi}{2}$ $\delta_x=\frac{2}{EJ}\left\{Fr^3\left[0{,}3183(1+\theta s+c)+\frac{s^2}{4}-s\right]-\gamma r^5\left(0{,}3183v-0{,}3183\beta w-0{,}3467vw+0{,}2217\beta+w+\frac{\beta w^2}{8}-\frac{\pi w^2}{4}-\frac{\pi v^2}{8}-\frac{\pi}{16}\right)\right\}$; $\delta_y=\frac{2}{EJ}\left\{Fr^3\left[0{,}3183(\theta s+c)+\frac{1}{4}(sc+\theta)-0{,}567\right]-\gamma r^5\left(0{,}1591v-0{,}4773\beta w+0{,}711vw+\frac{\beta^2}{16}-\frac{1}{8}\beta vw-\frac{v^2}{16}-\frac{w^2}{2}+\frac{w}{2}+\frac{wv^2}{4}-\frac{3}{8}v^2w^2-\frac{v^4}{4}-0{,}3927\beta\right)\right\}$.

Продолжение табл. 3.150



$$M_1 = \frac{3}{4}\gamma r^3; \quad N_1 = \frac{5}{4}\gamma r^2; \quad M_{max} = M_1;$$

$$M_{min} = -0{,}321\gamma r^3 \text{ (при } \alpha = 1{,}3 \text{ рад. } (74{,}6^\circ)$$

$$M = \gamma r^3\left(\frac{1}{2} + \frac{1}{4}u - \frac{1}{2}\pi z + \frac{1}{2}\alpha z\right); \quad \delta_x = 0{,}2146\frac{\gamma r^5}{EJ};$$

$$N = \gamma r^2\left(1 + \frac{1}{4}u - \frac{1}{2}\pi z + \frac{1}{2}\alpha z\right); \quad \delta_y = -0{,}2337\frac{\gamma r^5}{EJ};$$

$$Q = \gamma r^2\left(\frac{1}{2}\alpha u + \frac{1}{4}z - \frac{1}{2}\pi u\right).$$

$$F = \frac{1}{4}\gamma r^2(2\beta - \sin 2\beta);$$

$$M_1 = \gamma r^3\left[0{,}6366\left(\frac{\beta w}{2} - \frac{3}{8}\beta - \frac{v}{2} + \frac{5}{8}vw - \frac{1}{4}\beta w^2\right) + \right.$$
$$\left. + w^2 - w + \frac{1}{2}v^2\right] + 0{,}6366Fr;$$

$$N_1 = \gamma r^2\left[\frac{1}{2}v^2 - w + w^2 + 0{,}3183\left(\frac{3}{4}vw - \right.\right.$$
$$\left.\left. - \frac{1}{2}\beta w^2 - \frac{1}{4}\beta\right)\right].$$

При $0 \leqslant \alpha \leqslant \beta$

$$M = M_1 - N_1 r(1-u) - Frz + $$
$$+ \gamma r^3\left(\frac{1}{2}\alpha z - w + wu\right);$$

$$N = N_1 u - Fz + $$
$$+ \gamma r^2\left(\frac{1}{2}\alpha z - w + wu\right);$$

$$Q = -N_1 z - Fu + $$
$$+ \gamma r^2\left(\frac{1}{2}\alpha u + \frac{z}{2} - wz\right);$$

При $\beta \leqslant \alpha \leqslant \pi$

$$M = M_1 - N_1 r(1-u) - Frz + $$
$$+ \gamma r^3\left[\frac{z}{2}(\beta - vw) + \right.$$
$$\left. + u\left(w - w^2 - \frac{v^2}{2}\right)\right];$$

$$N = N_1 u - Fz + $$
$$+ \gamma r^2\left[\frac{z}{2}(\beta - vw) + \right.$$
$$\left. + u\left(w - w^2 - \frac{v^2}{2}\right)\right];$$

$$Q = -N_1 z - Fu + $$
$$+ \gamma r^2\left[\frac{u}{2}(\beta - vw) - \right.$$
$$\left. - z\left(w - w^2 - \frac{v^2}{2}\right)\right].$$

При $\beta < \frac{\pi}{2}$

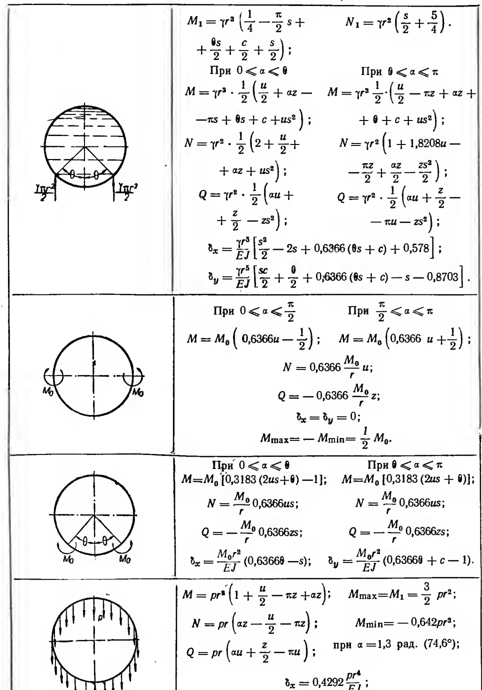
$$\delta_x = \frac{2}{EJ}\left\{0{,}1366Fr^3 + \gamma r^5\left[0{,}1533\beta + \frac{\beta w^2}{8} - \right.\right.$$
$$\left.\left. - 0{,}3183(v - \beta w) - 0{,}2783vw\right]\right\}.$$

При $\beta > \frac{\pi}{2}$

$$\delta_x = \frac{2}{EJ}\left\{0{,}1366Fr^3 - \gamma r^5\left[0{,}3183(v - \beta w) - 0{,}3467vw + \right.\right.$$
$$\left.\left. + 0{,}2217\beta + w + \frac{\beta w^2}{8} - \frac{\pi}{4}w^2 - \frac{\pi}{8}v^2 - \frac{\pi}{16}\right]\right\};$$

$$\delta_y = \frac{2}{EJ}\left[-0{,}1488Fr^3 - \gamma r^5\left(0{,}1591v - 0{,}4773\beta w + \right.\right.$$
$$+ 0{,}711vw + \frac{\beta^2}{16} - \frac{1}{8}\beta vw - \frac{v^2}{16} - \frac{1}{2}w^2 + \frac{1}{2}w + $$
$$\left.\left. + \frac{1}{4}wv^2 - \frac{3}{8}v^2w^2 - \frac{1}{4}v^4 - 0{,}3927\beta\right)\right].$$

Продолжение табл. 3.150



	$M_1 = \gamma r^3 \left(\frac{1}{4} - \frac{\pi}{2} s + \frac{\theta s}{2} + \frac{c}{2} + \frac{s}{2}\right)$; $N_1 = \gamma r^2 \left(\frac{s}{2} + \frac{5}{4}\right)$. При $0 \leqslant \alpha \leqslant \theta$ $M = \gamma r^3 \cdot \frac{1}{2}\left(\frac{u}{2} + \alpha z - \pi s + \theta s + c + us^2\right)$; $N = \gamma r^2 \cdot \frac{1}{2}\left(2 + \frac{u}{2} + \alpha z + us^2\right)$; $Q = \gamma r^2 \cdot \frac{1}{2}\left(\alpha u + \frac{z}{2} - zs^2\right)$; При $\theta \leqslant \alpha \leqslant \pi$ $M = \gamma r^3 \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{u}{2} - \pi z + \alpha z + \theta + c + us^2\right)$; $N = \gamma r^2 \left(1 + 1{,}8208u - \frac{\pi z}{2} + \frac{\alpha z}{2} - \frac{zs^2}{2}\right)$; $Q = \gamma r^2 \cdot \frac{1}{2}\left(\alpha u + \frac{z}{2} - \pi u - zs^2\right)$; $\delta_x = \frac{\gamma r^5}{EJ}\left[\frac{s^2}{2} - 2s + 0{,}6366(\theta s + c) + 0{,}578\right]$; $\delta_y = \frac{\gamma r^5}{EJ}\left[\frac{sc}{2} + \frac{\theta}{2} + 0{,}6366(\theta s + c) - s - 0{,}8703\right]$.
	При $0 \leqslant \alpha \leqslant \frac{\pi}{2}$: $M = M_0\left(0{,}6366u - \frac{1}{2}\right)$; При $\frac{\pi}{2} \leqslant \alpha \leqslant \pi$: $M = M_0\left(0{,}6366\ u + \frac{1}{2}\right)$; $N = 0{,}6366 \frac{M_0}{r} u$; $Q = -0{,}6366 \frac{M_0}{r} z$; $\delta_x = \delta_y = 0$; $M_{max} = -M_{min} = \frac{1}{2} M_0$.
	При $0 \leqslant \alpha \leqslant \theta$ $M = M_0 [0{,}3183(2us + \theta) - 1]$; $N = \frac{M_0}{r} 0{,}6366us$; $Q = -\frac{M_0}{r} 0{,}6366zs$; $\delta_x = \frac{M_0 r^2}{EJ}(0{,}6366\theta - s)$; При $\theta \leqslant \alpha \leqslant \pi$ $M = M_0 [0{,}3183(2us + \theta)]$; $N = \frac{M_0}{r} 0{,}6366us$; $Q = -\frac{M_0}{r} 0{,}6366zs$; $\delta_y = \frac{M_0 r^2}{EJ}(0{,}6366\theta + c - 1)$.
	$M = pr^2\left(1 + \frac{u}{2} - \pi z + \alpha z\right)$; $M_{max} = M_1 = \frac{3}{2} pr^2$; $N = pr\left(\alpha z - \frac{u}{2} - \pi z\right)$; $M_{min} = -0{,}642pr^2$; $Q = pr\left(\alpha u + \frac{z}{2} - \pi u\right)$; при $\alpha = 1{,}3$ рад. (74,6°); $\delta_x = 0{,}4292 \frac{pr^4}{EJ}$; $\delta_y = -0{,}4674 \frac{pr^4}{EJ}$;

Продолжение табл. 3.150

$$M_1 = pr^2\left(\frac{1}{2} + c + \theta s - \pi s + s^2\right); \quad N_1 = pr\left(s^2 - \frac{1}{2}\right);$$

При $0 \leqslant \alpha \leqslant \theta$

$$M = M_1 - N_1 r(1-u) + pr^2(\alpha z + u - 1);$$
$$N = N_1 u + pr\alpha z;$$
$$Q = -N_1 z + pr\alpha u;$$

При $\theta \leqslant \alpha \leqslant \pi$

$$M = M_1 - N_1 r(1-u) + pr^2(\alpha z + u - 1 - \pi z + \pi s);$$
$$N = N_1 u + pr(\alpha z - \pi z);$$
$$Q = -N_1 z + pr(\alpha u - \pi u);$$

$$\delta_x = \frac{pr^4}{EJ}\left[\frac{1}{2}\pi(1 + s^2 - 4s) + 2(\theta s + c)\right];$$

$$\delta_y = \frac{pr^4}{EJ}\left[-2{,}4674 + \frac{\pi}{2}(sc + \theta - 2s) + 2(\theta s + c)\right].$$

Формулы для расчета круглых железобетонных труб (колец) по методу предельного равновесия*

Расчетные формулы приведены для четырех наиболее часто встречающихся на практике видов нагрузок.

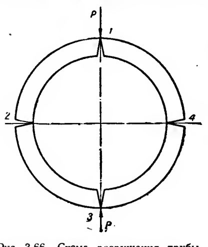


Рис. 3.66. Схема разрушения трубы вследствие образования четырех пластических шарниров.

Формулы выведены в предположении разрушения труб вследствие образования четырех пластических шарниров в точках *1*, *2*, *3* и *4* по концам вертикального и горизонтального диаметров (рис. 3.66).

Обозначения, принятые в формулах:

P — расчетная сосредоточенная сила;

q и p — расчетные распределенные нагрузки;

ξ — коэффициент, характеризующий интенсивность боковых давлений грунта;

h — толщина стенки трубы;

h_{01} — полезная высота в сечении *1*;

h_{02} — полезная высота в сечении *2*;

F_{a_1} — площадь сечения растянутой кольцевой (внутренней) арматуры в сечении *1* на участке, расчетной ширины b;

F_{a_2} — площадь сечения растянутой кольцевой (наружной) арматуры в сечении *2* на участке расчетной ширины b;

F_a — площадь сечения симметричной внутренней и наружной кольцевой арматур ($F_{a_1} = F_{a_2} = F_a$);

a_1' — расстояние от крайнего (верхнего) сжатого волокна бетона до центра тяжести сжатой (верхней) арматуры F_{a_2} в сечении *1*;

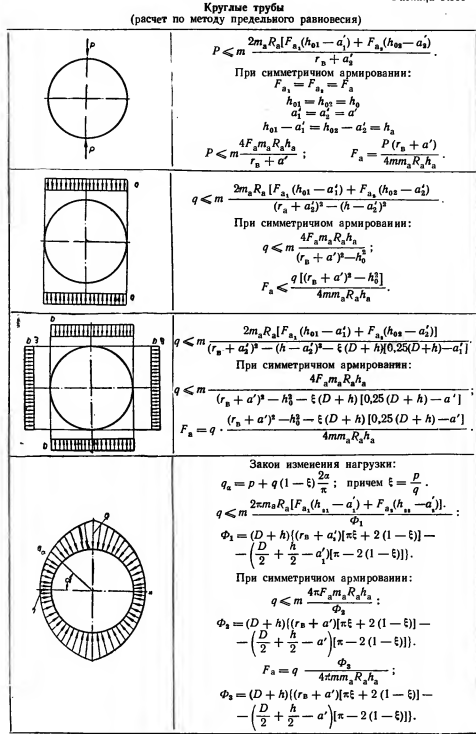
a_2' — расстояние от крайнего (внутреннего) сжатого волокна бетона до центра тяжести сжатой (правой) арматуры F_{a_1} в сечении *2*;

h_a — расстояние между центрами тяжести арматур F_{a_1} и F_{a_2};

* Разработаны канд. техн. наук И. И. Улицким.

Таблица 3.151

Круглые трубы
(расчет по методу предельного равновесия)



	$P \leqslant m \dfrac{2m_a R_a [F_{a_1}(h_{01} - a'_1) + F_{a_2}(h_{02} - a'_2)]}{r_в + a'_2}$. При симметричном армировании: $F_{a_1} = F_{a_2} = F_a$; $h_{01} = h_{02} = h_0$; $a'_1 = a'_2 = a'$; $h_{01} - a'_1 = h_{02} - a'_2 = h_a$; $P \leqslant m \dfrac{4F_a m_a R_a h_a}{r_в + a'}$; $F_a = \dfrac{P(r_в + a')}{4mm_a R_a h_a}$.
	$q \leqslant m \dfrac{2m_a R_a [F_{a_1}(h_{01} - a'_1) + F_{a_2}(h_{02} - a'_2)]}{(r_a + a'_2)^2 - (h - a'_2)^2}$. При симметричном армировании: $q \leqslant m \dfrac{4F_a m_a R_a h_a}{(r_в + a')^2 - h_0^2}$; $F_a \leqslant \dfrac{q[(r_в + a')^2 - h_0^2]}{4mm_a R_a h_a}$.
	$q \leqslant m \dfrac{2m_a R_a [F_{a_1}(h_{01} - a'_1) + F_{a_2}(h_{02} - a'_2)]}{(r_в + a'_2)^2 - (h - a'_2)^2 - \xi(D + h)[0{,}25(D + h) - a'_1]}$. При симметричном армировании: $q \leqslant m \dfrac{4F_a m_a R_a h_a}{(r_в + a')^2 - h_0^2 - \xi(D + h)[0{,}25(D + h) - a']}$; $F_a = q \cdot \dfrac{(r_в + a')^2 - h_0^2 - \xi(D + h)[0{,}25(D + h) - a']}{4mm_a R_a h_a}$.
	Закон изменения нагрузки: $q_\alpha = p + q(1 - \xi)\dfrac{2\alpha}{\pi}$; причем $\xi = \dfrac{p}{q}$. $q \leqslant m \dfrac{2\pi m_a R_a [F_{a_1}(h_{01} - a'_1) + F_{a_2}(h_{02} - a'_2)]}{\Phi_1}$; $\Phi_1 = (D + h)\{(r_в + a'_1)[\pi\xi + 2(1 - \xi)] - \left(\dfrac{D}{2} + \dfrac{h}{2} - a'_1\right)[\pi - 2(1 - \xi)]\}$. При симметричном армировании: $q \leqslant m \dfrac{4\pi F_a m_a R_a h_a}{\Phi_2}$; $\Phi_2 = (D + h)\{(r_в + a')[\pi\xi + 2(1 - \xi)] - \left(\dfrac{D}{2} + \dfrac{h}{2} - a'\right)[\pi - 2(1 - \xi)]\}$. $F_a = q \dfrac{\Phi_3}{4\pi mm_a R_a h_a}$; $\Phi_3 = (D + h)\{(r_в + a')[\pi\xi + 2(1 - \xi)] - \left(\dfrac{D}{2} + \dfrac{h}{2} - a'\right)[\pi - 2(1 - \xi)]\}$.

$r_в$ — внутренний радиус трубы;
D — осевой диаметр трубы;
$R_а$ — расчетное сопротивление арматуры;
m — коэффициент условий работы трубы в целом;
$m_а$ — коэффициент условий работы арматуры.

В табл. 3.151 приведены формулы для расчета труб с несимметричным и симметричным армированием.

Литература к расчету труб

Машиностроение, Энциклопедический справочник, т. I, книга вторая, Машгиз, 1948.

В. И. Гнедовский, Трубы под железнодорожными насыпями, Трансжелдориздат, 1938.

К. Х. Толмачев, Трубы на автомобильных дорогах, Дориздат, 1946.

С. С. Давыдов, Расчет и проектирование подземных конструкций. Стройиздат, 1950.

А. И. Ермолов, А. П. Смирнов, Железобетонные напорные трубопроводы Госстройиздат, 1932.

Справочник по мелиорации и гидротехнике, ВНИИГ и М, т. 1, 1934.

Справочник по гидротехнике, Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре, 1955.

В. А. Ярошенко, О. В. Андреев, А. Г. Прокопович, Водопропускные трубы под железнодорожными насыпями, Трансжелдориздат, 1952.

Л. А. Четвернин, Проектирование, расчет и конструирование водопроводно-канализационных опускных сооружений, Издательство Министерства коммунального хозяйства, РСФСР. 1953.

Б. В. Лопатин, Тепловые сети. Строительные конструкции и их расчет, Ивановский энергетический институт имени В. И. Ленина, Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре, 1954.

Г. К. Клейн, Расчет труб, уложенных в земле, Госстройиздат, 1957.

Г. К. Клейн, И. И. Черкасов, Упруго-пластическая деформация кругового кольца, «Вестник инженеров и техников», № 1, 1957.

И. И. Улицкий, Определение несущей способности круглых железобетонных труб по методу предельного равновесия, Киевский инженерно-строительный институт, Сборник научных трудов, № 9, Гостехиздат Украины, 1951.

И. И. Улицкий, Определение несущей способности круглых железобетонных труб по методу предельного равновесия, «Строительная промышленность», № 9. 1952.

Типовые проекты сооружений на автомобильных дорогах, выпуск 7, Круглые железобетонные трубы с отверстием 0,5; 0,75; 1,0; 1,25 и 1,5 *м*, Союздорпроект, Автотрансиздат, 1954.

В. И. Овсяникин, Железобетонные напорные трубы, Стройиздат, 1951.

Е. Н. Лессиг, А. Ф. Лилеев, А. Г. Соколов, Стальные листовые конструкции, Государственное изд-во литературы по строительству и архитектуре, 1956.

Г. К. Клейн, Строительная механика сыпучих тел, Госстройиздат, 1956.

Л. А. Четвернин, Проектирование и строительство сборных железобетонных коллекторов, Госстройиздат, 1958.

РАЗДЕЛ IV

НАГРУЗКИ

ОБЩИЕ ЗАМЕЧАНИЯ

В разделе приведены данные о расчетных сочетаниях нагрузок, о величинах нормативных нагрузок, коэффициентах перегрузки и расчетных нагрузках. Кроме того, приведены данные по нормативным нагрузкам от собственного веса конструкций, а также крановым, снеговым и ветровым. В разделе приводятся данные, необходимые для расчета конструкций на колебания температуры.

РАСЧЕТНЫЕ СОЧЕТАНИЯ НАГРУЗОК

Нагрузки при расчете принимаются в следующих сочетаниях:

а) основных, состоящих из постоянно действующих на сооружение или обычно возникающих при его эксплуатации нагрузок;

б) дополнительных, состоящих из комбинации нагрузок, входящих в основные сочетания, с нерегулярно возникающими, не связанными с нормальной эксплуатацией здания или сооружения;

в) особых, состоящих из комбинации основных и дополнительных нагрузок с нагрузками аварийного характера и возникающими в исключительных случаях.

Основные нагрузки для зданий и промышленных сооружений состоят из собственного веса конструкций, полезных нагрузок, снеговых и нагрузок от рабочих кранов.

Дополнительные сочетания нагрузок состоят из входящих в основные сочетания, с добавлением нагрузок от ветра, монтажных кранов или воздействия температуры.

Особые сочетания состоят из нагрузок особого воздействия (например, сейсмическая нагрузка), собственного веса конструкций, полезных нагрузок и ветра[1]. При этом учитывается воздействие только одного из всех действующих кранов при одновременной нагрузке от ветра.

Примечание. Монтажные нагрузки на перекрытия промышленных зданий включаются в дополнительные сочетания нагрузок.

При расчете (с учетом дополнительных или особых сочетаний нагрузок) величины расчетных нагрузок, кроме собственного веса, умножаются на коэффициент, равный:

а) при учете дополнительных сочетаний — 0,9;

б) при учете особых сочетаний — 0,8.

[1] При учете сейсмической нагрузки ветровая нагрузка не учитывается.

Полезная нагрузка при расчете колонн, стен и фундаментов жилых и общественных зданий, за исключением учебных заведений и театров, должна приниматься по табл. 4. 1.

Таблица 4. 1

Уменьшение полезных нагрузок для многоэтажных зданий

Число перекрытий над рассматриваемым этажом	Расчетная нагрузка в процентах от суммы полезных нагрузок на все вышерасположенные перекрытия
2	100
3—4	85
5—6	70
7 и более	60

Примечания: 1. Прн расчете колонн, стен н фундаментов жилых и общественных зданий полезные нагрузкн от помещений бнблнотек, книгохранилищ, архнвов н техннческих этажей не уменьшаются.

2. При расчете колонн н стен полезная нагрузка, расположенная на этаже, лежащем непосредственно над рассматриваемым, принимается в размере 100%.

ОБЩИЕ ДАННЫЕ О НОРМАТИВНЫХ НАГРУЗКАХ, КОЭФФИЦИЕНТАХ ПЕРЕГРУЗКИ И РАСЧЕТНЫХ НАГРУЗКАХ

Таблица 4. 2

Нормативные нагрузки, коэффициенты перегрузки и расчетные нагрузки

Виды нагрузок	Нормативная нагрузка (в $кг/м^2$)	Коэффициент перегрузки	Расчетная нагрузка (в $кг/м^2$)
А. Нагрузки на перекрытия			
Нагрузкн в чердачных помещениях без учета специального оборудования: вентиляционных камер, водяных баков, моторов и т. п.	75	1,4	105
Нагрузки в квартирах, лечебных учреждениях (за исключением вестибюлей и залов, где возможно массовое скопление посетителей), детских садах, детских яслях, с учетом веса обычного оборудования	150	1,4	210
Нагрузкн в общежитиях, конторах, классных комнатах, бытовых помещениях промышленных цехов с учетом веса обычного оборудования . . .	200	1,4	280
Нагрузкн в корндорах общежитий, контор и бытовых помещений	300	1,3	390
Нагрузкн в залах столовых, ресторанов, аудиторий, с учетом веса обычного оборудования . .	300	1,3	390
Нагрузкн в залах и коридорах театров, кино, клубов, школ, вокзалов, на трибунах	400	1,2	480
Нагрузкн в производственных помещениях промышленных предприятий, складах, торговых залах магазинов — по технологическим данным, но не менее	400	1,2*	—
Нагрузкн в книгохранилищах, архивах — по действительной нагрузке, но не менее	500	1,2	600
Нагрузкн на обслуживающие площадки в цехах, на которых исключена возможность загрузки оборудованием и материалами, и галереи для легких транспортеров — по техническим условиям или фактическим данным, но не менее . . .	200	1,2*	—

* По данным, устанавливаемым техническими условиями, или по фактическим данным, но не менее 1, 2.

Продолжение табл. 4.2

Виды нагрузок	Нормативная нагрузка (в $кг/м^2$)	Коэффициент перегрузки	Расчетная нагрузка (в $кг/м^2$)
Нагрузки в вестибюлях, на лестницы, террасы и балконы:			
в зданиях и помещениях, указанных в абзацах 2 и 3 настоящей таблицы	300	1,4	420
во всех прочих зданиях и помещениях	400	1,4	560
Б. Разные нагрузки			
Вертикальные и горизонтальные нагрузки от кранов	По проектным данным	1,3	—
	То же	1,1	—
Гидростатическое давление жидкости	»	1,1	—
Давление и собственный вес сыпучих тел и грунта	»	1,2*	—
Давление газов	»	1,2*	—
Собственный вес конструкций, за исключением конструкций, указанных ниже	»	1,1	—
Собственный вес термоизоляционных плит и засыпок	»	1,2	—

Примечания: 1. Нагрузки на перекрытия даны без учета веса перегородок. Вес перегородок учитывается по фактическим данным в зависимости от конструкций и характера их опирания на перекрытие, с коэффициентом перегрузки 1,1.

2. Динамическое воздействие нагрузок (кроме крановых), а также воздействие перекосов крана, если оно может быть существенным для работы конструкции, должно учитываться в соответствии с нормами и техническими условиями проектирования конструкций.

НОРМАТИВНЫЕ НАГРУЗКИ ОТ СОБСТВЕННОГО ВЕСА КОНСТРУКЦИЙ

Таблица 4.3

Объемные веса некоторых материалов

Наименование материалов	Объемный вес (в $кг/м^3$)
Изделия из асбеста	
Асбестоцементные плиты и листы	1900
» термоизоляционные плиты	300—500
Асфальтовые материалы	
Асфальт в полах и стяжках	1800
Асфальтобетон	2100
Железобетон	
На гравии или щебне из природного камня невибрированный	2400
То же, вибрированный или центрифугированный	2500
На кирпичном щебне невибрированный	1900
То же, вибрированный	2100

* По данным, устанавливаемым техническими условиями, или по фактическим данным, но не менее 1,2.

Продолжение табл. 4.3

Наименование материалов	Объемный вес (в $кг/м^3$)
Бетоны	
Тяжелый бетон на гравии или щебне из природного камня невибрированный	2300
То же, вибрированный или центрифугированный	2400
Тяжелый бетон на кирпичном щебне невибрированный	1800
То же, вибрированный	2000
Легкие бетоны (шлакобетон и др.)	1000—1500
Бетоны ячеистые автоклавные (газобетон, пенобетон)	300—1000
Пеносиликат автоклавный и пенобетон неавтоклавный	400—800
Гипсовые изделия и материалы	
Плиты и камни из чистого гипса	1100
« гипсовые с органическими наполнителями	700
Гипсобетон на доменном гранулированном шлаке	1000
» » топливном (котельном) шлаке	1300
Пеногипс и газогипс	500
Смазки и засыпки	
Смазка в перекрытиях (в сухом состоянии):	
глино-песчаная	1800
глино-шлаковая	1300
глино-соломенная	1000
глино-опилочная	800
Засыпки	
из сухого песка	1600
» гидрофобного песка	1500
» сухой просеянной растительной земли	1400
» трепела (диатомита)	600
» пемзы и туфа	400—600
» керамзита	500—900
Дерево и изделия из него	
Сосна и ель	550
Дуб	800
Стружка в плотной набивке	300
Опилки древесные	250
» антисептированные	300
Плиты смоло-опилочные	300
Фибролит на магнезиальном или портландцементе	250—600
Термиз	550—700
Фибробитумные плиты	380—425
Плиты древесноволокнистые бесцементные	150—600
Листы древесноволокнистые жесткие (сухая органическая штукатурка)	700
Фанера клееная	600
Металлы	
Сталь строительная	7850
Чугунные детали	7200

Продолжение табл. 4. 3

Наименование материалов	Объемный вес (в $кг/м^3$)
Камни естественные	
Мрамор, гранит, базальт	2800
Песчаники и кварциты	2400
Известняки тяжелые	1700—2000
Известняк-ракушечник	1400
Известковый туф	1300
Артикский туф	1200
Кладка из естественного камня на тяжелом растворе	
Кладка из камня правильной формы при объемном весе камня, в $кг/м^3$:	
2800	2680
2000	1960
1200	1260
Кладка из камней неправильной формы при объемном весе камня, в $кг/м^3$:	
2800	2420
2000	1900
1200	1380
Кирпичная кладка сплошная	
Кладка из обыкновенного глиняного кирпича:	
на тяжелом растворе	1800
на легком растворе объемным весом 1400 $кг/м^3$	1700
Кладка из силикатного кирпича на тяжелом растворе	1900
» » пористого кирпича с объемным весом 1300 $кг/м^3$ на легком растворе с объемным весом 1400 $кг/м^3$	1350
Кладка из дырчатого кирпича (при 60 и 105 отверстиях) на тяжелом растворе	1300
То же, при 31 отверстии	1360
Кладка из трепельного кирпича с объемом весом 1000 $кг/м^3$ на легком растворе с объемным весом 1400 $кг/м^3$	1100
Пробковые изделия	
Плиты пробковые	250
» из отходов пробки	150
Растворы и штукатурки	
Цементно-песчаный раствор или штукатурка из него	1800
Сложный раствор или штукатурка из него	1700
Известково-песчаный раствор	1600
Легкие шлаковые растворы	1200—1400
Известковая штукатурка	1400—1600
Листы гипсовые обшивочные (сухая штукатурка)	1000

Продолжение табл. 4.3

Наименование материалов	Объемный вес (в $кг/м^3$)
Рулонные материалы	
Картон плотный	1000
» обыкновенный	700
» бумажный волнистый	150
Рубероид, пергамин, толь	600
Изделия из соломы и камыша	
Соломит	300
Камышит	400
Набивка из соломенной резки	120
Стекло и изделия из него	
Стекло оконное	2500
Вата стеклянная	200
Газостекло или пеностекло	300—500
Изделия из торфа	
Плиты термоизоляционные	250
Шлак и изделия из него	
Шлак топливный	700—1000
» доменный гранулированный	500—900
Шлаковый кирпич	1400
Разные материалы и изделия	
Войлок строительный	150
Шевелин	150
Вата минеральная	200
Войлок минераловатный	150—250
Плиты минераловатные	300—500
Линолеум	1100
Резина	940
Ксилолит в полах:	
верхний слой	1800
нижний слой	1000
Мусор мелкий строительный	1500
Антрацит	1500
Кокс в кусках	600
То же, мелкий	1400
Торфяной кокс	275
Уголь бурый в кусках	600
» каменный мелкий	1200
То же, в кусках	800
Лед	960

Таблица 4.4

Собственный вес кровель

Конструкция кровли	Вес 1 $м^2$ (в *кг*)
Кровля рулонная трехслойная (три слоя рубероида на битумной мастике)	10
Кровля асбестоцементная из плоских плиток:	
одиночное покрытие	14
двойное покрытие	20
Кровли асбестоцементные из волнистых листов:	
обыкновенного профиля	15
усиленного профиля	21—22
Кровля из листовой стали (кровельного железа)	6—7,5
Черепичная кровля	50
Шиферная кровля (из сланца)	16—18
Деревянные кровли	
из кровельной стружки, драни, гонта и шингла	12—15
из досок в два слоя	23—30

Примечание. Вес обмазочной пароизоляции (слой битума 2 *мм*) принимается равным 2 $кг/м^2$.

Таблица 4.5

Собственный вес несущих конструкций кровли

Вид конструкции	Толщина (в *мм*)	Вес 1 $м^2$ (в *кг*)
Асбестоцементные утепленные полые плиты, размером 0,5×1,5*м*	118	60
То же, размером 0,5×3,0 *м*	120	65
Плиты, армированные из автоклавного ячеистого бетона, размером 0,5×1,5 *м*	140	115
	160	131
То же, размером 0,5×3,0*м*	140	115
	160	131
Плиты армоцементные, размером 0,5×1,5 *м*	65	51
То же размером 0,5×3,0 *м*	110	75
Железобетонные ребристые плиты, размером 0,5×1,5 *м*	80	97
То же, размером 0,5×3,0 *м*	140	131
Железобетонные крупнопанельные плиты, размером 1,5×6,0 *м*	300	175
То же, размером 3,0×6,0 *м*	300	150
То же, размером 1,5×12,0 *м*	400	230
Крупнопанельные армопенобетонные плиты, размером 1,5×6,0 *м*	300	160
	320	175
	340	190
	360	210
Сборные железобетонные прогоны	—	30—60

Таблица 4.6

Собственный вес кирпичных стен

Вид кладки	Вес 1 $м^2$ стены (в *кг*) при толщине стены (в *мм*)				
	120	250	380	510	640
Кладка из обыкновенного глиняного обожженного кирпича					
на тяжелом растворе	215	450	685	920	1150
на легком растворе	210	425	650	865	1100
Кладка из силикатного кирпича на тяжелом растворе	230	475	720	970	1200
Кладка из пористого кирпича с объемным весом $\gamma = 1300$ *кг/м*^{3} на легком растворе с $\gamma = 1400$ *кг/м*^{3}	160	340	515	690	865
Кладка из дырчатого кирпича (при 60 или 105 отверстиях) на тяжелом растворе	155	325	495	665	830
То же, при 31 отверстии	165	340	515	695	870
Кладка из трепельного кирпича с $\gamma = 1000$ *кг/м*^{3} на легком растворе с $\gamma = 1400$ *кг/м*^{3}	130	275	420	560	705

Таблица 4.7

Собственный вес стен из шлакобетонных и керамических блоков и стен с облицовкой

Вид кладки	Толщина стены (в *мм*)	Вес 1 $м^2$ стены (в *кг*)
Кладка из шлакобетонных блоков	395	540
То же, с облицовкой из кирпича на ребро	370	525
» » » » 120 *мм*	420	620
» из керамических блоков с облицовкой керамическими плитами	370	515

Таблица 4.8

Собственный вес перегородок *

Конструкции перегородок	Толщина (в *мм*)	Вес 1 *м* (в *кг*)
Перегородки из гипсовых блоков	85—110—160	70—90—130
» » гипсошлакобетонных блоков	100—130	90—110
» » шлакобетонных блоков	100—160	140—180
» » керамических блоков	90—140	100—140
» каркасные с обшивкой сухой штукатуркой	120	30
То же, с заполнением шлакоалебастровой смесью	100—180	100—190
Перегородки дощатые однослойные	90	80
То же, двухслойные	105	90
Перегородки армокирпичные	100—160	175—260

* Приведенные в таблице веса учитывают наличие штукатурки или затирки.

Таблица 4.9

Собственный вес несущих конструкций перекрытий гражданских зданий

Конструкция перекрытия	Толщина (в *мм*)	Вес 1 $м^2$ (в *кг*)
Жилые и гражданские здания		
Железобетонные многопустотные настилы с круглыми пустотами (рис. 4.1, *а*)	220	300
	160	270
Железобетонные многопустотные настилы с овальными пустотами шириной 33,5 *см* (рис. 4.1, *б*)	220	250
Железобетонные многопустотные настилы с овальными пустотами шириной 52,5 *см* (рис. 4.1, *в*)	220	200
Предварительно напряженный многопустотный настил типа «комбайн» (рис. 4.1, *г*)	200	370
	160	290
Железобетонные двухслойные беспустотные панели (рис. 4.1, *д*)	160	165
Железобетонные ребристые панели с ребрами вверх (рис. 4.1, *е*)	290	260
	260	220
	220	180
	160	160
Железобетонные балки с накатом из пустотелых шлакобетонных камней (рис. 4.1, *ж*)	260	375
То же, с накатом из гипсовых плит (рис. 4.1, *з*)	260	305
То же, с накатом из шлакобетонных плит (рис. 4.1, *з*)	260	280
Железобетонные ребристые панели с ребрами вниз (рис. 4.1, *к*)	160	165
Армосиликатные многопустотные настилы с круглыми пустотами (рис. 4.1, *а*)	220	275
Армосиликатные ребристые панели с ребрами вверх (рис. 4.1, *е*)	160	275
Армосиликатные балки с накатом из армосиликатных плит (рис. 4.1, *и*)	220	315
Промышленные здания		
Железобетонные ребристые панели (рис. 4.1, *л*)	350	350

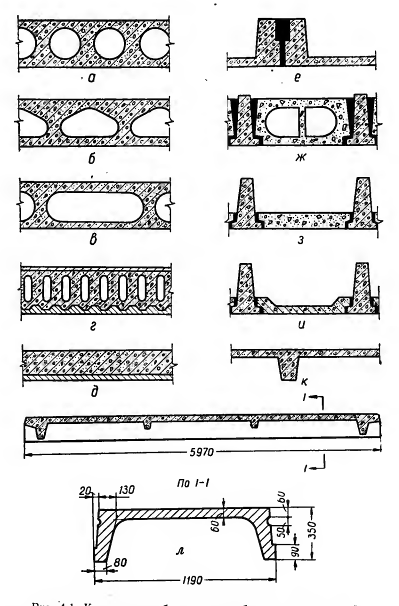


Рис. 4.1. Конструкции сборных железобетонных перекрытий:

а — многопустотный настил с круглыми пустотами; *б* — многопустотный настил с овальными пустотами шириной 33,5 *см*; *в* — многопустотный настил с овальными пустотами шириной 52,5 *см*; *г* — предварительно напряженный многопустотный настил типа «комбайн»; *д* — двухслойная беспустотная панель; *е* — ребристая панель с ребрами вверх; *ж* — железобетонные балки с накатом из пустотелых шлакобетонных камней; *з* — железобетонные балки с накатом из гипсовых или шлакобетонных плит; *и* — армосиликатные балки с накатом из армосиликатных плит; *к* — железобетонная панель с ребрами вниз; *л* — ребристая панель перекрытия многоэтажного промышленного здания.

Таблица 4.10

Собственный вес полов

Конструкция пола	Толщина (в *мм*)	Вес 1 $м^2$ (в *кг*)
Жилые и гражданские здания		
Дощатый по деревянным лагам из брусков, без засыпки (рис. 4.2, *а*)	110	35
Дощатый по деревянным лагам из брусков с звукоизоляционным слоем из шлака (рис. 4.2, *б*)	110	80
То же, с звукоизоляционным слоем из песка (рис. 4,2, *б*)	110	120
Дощатый «плавающий», с звукоизоляционным слоем из шлака (рис. 4.2, *в*)	100	85
То же, с звукоизоляционным слоем из песка (рис. 4.2, *в*)	100	130
Линолеум по цементной стяжке с звукоизоляционным слоем из шлака (рис. 4.2, *г*)	110	140
То же, с звукоизоляционным слоем из песка (рис. 4.2, *г*)	110	185
Линолеум по гипсовой стяжке (рис. 4.2, *д*)	30	27
Линолеум по мастике в раздельных перекрытиях (рис. 4.2, *е*)	10	7
Релин по цементной стяжке с звукоизоляционным слоем из шлака (рис. 4.2, *г*)	110	143
Релин по гипсовой стяжке (рис. 4.2,*д*)	30	25
Релин по мастике в раздельных перекрытиях (рис. 4.2, *д*)	10	5
Твердые древесно-волокнистые плиты по цементной стяжке, с звукоизоляционным слоем из шлака (рис. 4.2, *г*)	110	140
То же, с звукоизоляционным слоем из песка (рис. 4.2, *г*)	110	185
Твердые древесно-волокнистые плиты по гипсовой стяжке (рис. 4.2, *д*)	30	30
Твердые древесно-волокнистые плиты по мастике в раздельных перекрытиях (рис. 4.2 *е*)	10	10
Линолеум по твердым древесно-волокнистым плитам с звукоизоляционным слоем из мягких древесно-волокнистых плит (рис. 4.2, *ж*)	60	40
Линолеум по сборным армированным шлакобетонным плитам на звукоизоляционных лентах (рис. 4.2, *з*)	80	71
Паркет по мастике с звукоизоляционным слоем из древесно-волокнистых плит (рис. 4.2, *и*)	90	100
Метлахские плитки по цементной подготовке с звукоизоляционным слоем из шлакобетона (рис. 4.2, *к*)	70	139
Промышленные здания		
Бетонный (рис. 4.3, *аI*)	20—30	48—72
То же, при наличии бетонной стяжки (рис. 4.3 *аII*)	50—65	120—156
Асфальтобетонный (рис. 4.3, *бI*)	25—50	53—105
То же, при наличии бетонной стяжки (рис. 4.3, *бII*)	55—56	125—190
Ксилолитовый однослойный (рис. 4.3, *вI*)	15	27
То же, при наличии бетонной стяжки (рис. 4.3, *вII*)	45—50	100—111
Ксилолитовый двухслойный (рис. 4.3, *гI*)	20	28
То же, при наличии бетонной стяжки (рис. 4.3, *гII*)	50—55	100—112

Примечание. В толщинах и весах полов промышленных зданий не учтен теплозвукоизоляционный слой, материал и конструкция которого могут быть разнообразными.

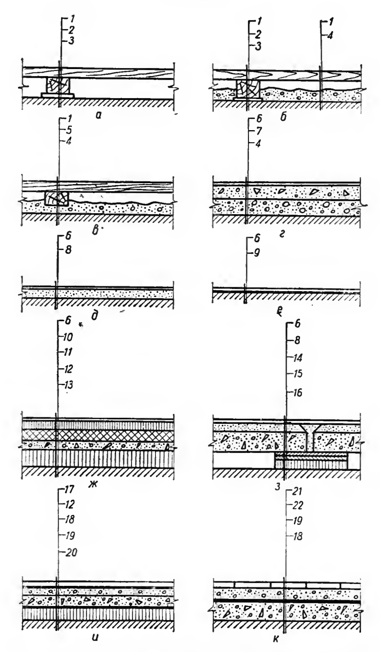


Рис. 4.2. Конструкции полов жилых и гражданских зданий:

а, б, в — дощатые полы; *г, д, е, ж, з* — полы из линолеума, релина или древесно-волокнистых плит; *и* — паркетный пол; *к* — пол из метлахских плиток;

1 — дощатый пол 37 *мм*; *2* — лага 50×70 *мм*; *3* — прокладка из оргалита; *4* — шлак или песок 60 *мм*; *5* — брусок 40×80 *мм*; *6* — линолеум, релин или древесно-волокнистые плиты; *7* — цементная стяжка 40 *мм* *8* — гипсовая стяжка 20 *мм*; *9* — мастика; *10* — твердая древесно-волокнистая плита 4 *мм*; *11* — полутвердая древесно-волокнистая плита 8 *мм*; *12* — цементная стяжка 10 *мм*; *13* — мягкая древесно-волокнистая плита 25 *мм*; *14* — сборная армированная шлакобетонная плита 32 *мм* с нанесенной в заводских условиях гипсовой стяжкой; *15* — два слоя сухой штукатурки; *16* — звукоизоляционная лента 25 *мм*; *17* — паркет по мастике; *18* — шлакобетон 30 *мм*; *19* — рулонная гидроизоляция; *20* — асбестоцементные плиты 30 *мм*; *21* — метлахские плитки 15 *мм*; *22* — цементная подготовка 20 *мм*.

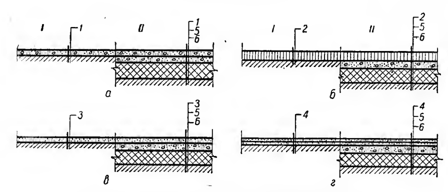


Рис. 4.3. Конструкции полов промышленных зданий:

I — без теплозвукоизоляции; *II* — при наличии теплозвукоизоляции; *а* — бетонный; *б* — из асфальтобетона; *в* и *г* — ксилолитовые с одиночным и двойным покрытием;

1 — бетон 20—30 *мм*; *2* — асфальтобетон 25—50 *мм*; *3* — ксилолит 15 *мм*; *4* — два слоя ксилолита по 10 *мм*; *5* — стяжка из бетона 30—35 *мм*; *6* — теплозвукоизоляционный слой.

КРАНОВЫЕ НАГРУЗКИ

При расчете конструкций, несущих краны, вертикальная нагрузка принимается не более чем от двух кранов, сближенных для совместной работы в каждом пролете и ярусе здания. В многопролетных цехах учитывается возможность расположения нагрузок в одном створе в соседних пролетах. Горизонтальные нагрузки, вызываемые торможением крановых тележек или мостов, во всех случаях принимаются не более чем от двух кранов.

Нормативная нагрузка от кранов, за исключением специальной, должна приниматься:

а) вертикальная — по стандартам и каталогам на крановое оборудование (для кранов мостовых электрических общего назначения грузоподъемностью от 5 до 50 *т* возможно определение нормативных нагрузок по табл. 4.12—4.14);

б) горизонтальная продольная, вдоль подкранового пути (только для электрических кранов),— равная 0,1 наибольшего давления на тормозные колеса;

в) горизонтальная поперечная (только для электрических кранов), равная: для кранов с гибким подвесом — 0,05 суммы грузоподъемности и веса тележки крана, а для кранов с жестким подвесом — 0,1 той же суммы нагрузок.

При этом считается, что горизонтальное усилие передается полностью на одну сторону и распределяется поровну между колесами крана.

Примечание. При расчете подкрановых балок нагрузки от кранов должны умножаться на динамический коэффициент; на прочие конструкции это увеличение нагрузок не распространяется.

В нижеследующих таблицах даны основные параметры мостовых электрических кранов общего назначения грузоподъемностью от 5 до 50 *т* легкого, среднего и тяжелого режимов работы в соответствии с ГОСТ 3332—54 и ГОСТ 7464—55.

Допускается изготовлять краны с пролетами, не вошедшими в табл. 4.12,—4.14, но предусмотренными ГОСТ 534—41 (см. табл. 4.11).

Таблица 4.11

Пролеты мостовых электрических кранов

Пролет здания, в $м$	Пролеты крана $L_к$ при грузоподъемности		
	до 15 $т$	от 20 до 75 $т$	свыше 75 $т$
6	5	—	—
9	8	7,5	—
12	11	10,5	10
15	14	13,5	13
18	17	16,5	16
21	20	19,5	19
24	23	22,5	22
27	26	25,5	25
30	29	28,5	28
33	32	31,5	31

Если это требуется конструктивными размерами колонны, допускается пролеты кранов грузоподъемностью до 15 $т$ включительно принимать по графе 3, а пролеты кранов грузоподъемностью 50 ÷ 75 $т$ — по графе 4.

При установке нескольких кранов разной грузоподъемности на общих подкрановых путях пролет их следует принимать по крану наибольшей грузоподъемности.

При 2-ярусном расположении кранов указанные в таблице пролеты относятся к кранам верхнего яруса. Пролеты кранов нижнего яруса должны быть кратными 0,5 $м$.

При установке кранов грузоподъемностью 5 $т$ в зданиях со сплошным потолком или с подшивкой крыши габаритный размер H + 100 (рис. 4.4) должен быть принят не менее 2000 $мм$.

При выборе пролета крана необходимо руководствоваться указаниями «Основных положений по унификации конструкций производственных зданий». В случае несоответствия пролетов крана, выбранных по указаниям «Основных положений», данным, приведенным в табл. 4.11, необходимо поставить заказчиков в известность о нестандартности пролета крана.

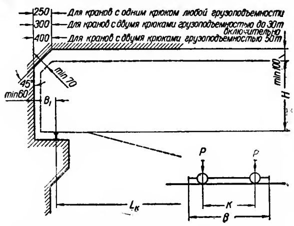


Рис. 4.4. Обозначение основных размеров кранов и габариты приближения строений (при расположении троллей сбоку).

Таблица 4.12

Краны мостовые электрические общего назначения грузоподъемностью от 5 до 50 $т$ легкого режима работы (по ГОСТ 7464—55)

Грузоподъемность (в $т$)	Пролеты $L_к$ (в $м$)	Габаритные размеры (в $мм$)				Наибольшее давление колеса на рельс P (в $т$)	Вес (в $т$)		Пролеты $L_к$ (в $м$)
		B	K	H	B_1		тележки	крана общий	
		Краны с одним крюком							
5	11	5000	3500	1650	230	6,8	2,0	13,2	11
	14					7,3		15,0	14
	17					8,0		17,7	17
	20					8,7		20,4	20
	23	6500	5000			10,0		24,8	23
	26					10,5		27,7	26
	29					11,3		31,0	29
	32					12,0		33,0	32

Продолжение табл. 4.12

Грузоподъемность (в m)	Пролеты L_K (в $м$)	Габаритные размеры (в $мм$) B	K	H	B_1	Наибольшее давление колеса на рельс P (в m)	Вес (в m) тележки	крана общий	Пролеты L_K (в $м$)
10	11	6300	4400	1900	260	11,5	3,8	17,0	11
	14					12,0		19,0	14
	17					12,5		20,5	17
	20					13,5		23,5	20
	23					14,5		26,5	23
	26					15,5		29,5	26
	29					17,0		34,5	29
	32		5000			18,0		39,5	32
15	11	6300	4400	2300	260	14,5	5,2	19,5	11
	14					15,5		21,5	14
	17					16,5		24,5	17
	20					17,5		27,5	20
	23					18,5		30,5	23
	26					19,5		33,5	26
	29					21,0		40,5	29
	32		5000			22,0		44,0	32
Краны с двумя крюками									
20 / 5	10,5	6300	4400	2400	260	17,5	8,4	23,0	10,5
	13,5					18,5		25,0	13,5
	16,5					19,5		28,0	16,5
	19,5					21,0		32,0	19,5
	22,5					22,0		35,5	22,5
	25,5					23,5		40,5	25,5
	28,5					25,5		46,0	28,5
	31,5		5000			26,5		50,5	31,5
30 / 5	10,5	6300	5100	2750	300	25,0	11,2	33,5	10,5
	13,5					26,5		37,5	13,5
	16,5					27,5		41,0	16,5
	19,5					29,5		46,0	19,5
	22,5					31,0		50,5	22,5
	25,5					32,5		55,0	25,5
	28,5					34,0		60,5	28,5
	31,5					35,5		66,0	31,5
50 / 10	10,5	6650	5250	3150	300	36,0	17,5	45,5	10,5
	13,5					39,5		50,0	13,5
	16,5					42,0		55,0	16,5
	19,5					44,5		60,0	19,5
	22,5					46,0		65,0	22,5
	25,5					47,5		70,5	25,5
	28,5					48,5		75,5	28,5
	31,5					51,0		82,5	31,5

Таблица 4.13

Краны мостовые электрические общего назначения грузоподъемностью от 5 до 50 *т* среднего режима работы (по ГОСТ 3332—54)

Краны с одним крюком

Грузоподъемность (в *т*)	Пролеты $L_К$ (в *м*)	Габаритные размеры (в *мм*)				Наибольшее давление колеса на рельс *P* (в *т*)	Вес (в *т*)		Пролеты $L_К$ (в *м*)
		B	*K*	*H*	B_1		тележки	крана общий	
5	11	5000	3500	1650	230	7,0	2,2	13,6	11
	14					7,5		15,4	14
	17					8,2		18,1	17
	20					8,9		20,8	20
	23	6500	5000			10,1		25,0	23
	26					10,7		28,0	26
	29					11,5		31,2	29
	32					12,2		33,3	32
10	11	6300	4400	1900	260	11,5	4,0	17,5	11
	14					12,0		19,5	14
	17					12,5		21,0	17
	20					13,5		24,0	20
	23					14,5		27,0	23
	26					15,5		30,0	26
	29		5000			17,0		34,8	29
	32					18,0		40,0	32
15	11	6300	4400	2300	260	14,5	5,3	20,0	11
	14					15,5		22,0	14
	17					16,5		25,0	17
	20					17,5		28,0	20
	23					18,5		31,0	23
	26					19,5		34,0	26
	29		5000			21,0		41,0	29
	32					22,0		45,0	32

Краны с двумя крюками

Грузоподъемность крюков (в *т*)		Пролеты $L_К$ (в *м*)	Габаритные размеры (в *мм*)				Наибольшее давление колеса на рельс *P* (в *т*)	Вес (в *т*)		Пролеты $L_К$ (в *м*)
главного	вспомогательного		*B*	*K*	*H*	B_1		тележки	крана общий	
15	3	11,0	6300	4400	2300	260	15,5	7,0	22,5	11,0
		14,0					16,5		24,5	14,0
		17,0					17,5		26,5	17,0
		20,0					18,5		30,5	20,0
		23,0					19,0		34,0	23,0
		26,0					20,0		36,5	26,0
		29,0		5000			22,0		43,5	29,0
		32,0					23,0		47,5	32,0

Продолжение табл. 4.13

Грузоподъемность крюков (в m): главного	Грузоподъемность крюков (в m): вспомогательного	Пролеты $L_к$ (в $м$)	Габаритные размеры (в $мм$): B	K	H	B_1	Наибольшее давление колеса на рельс P (в m)	Вес (в m): тележки	крана общий	Пролеты $L_к$ (в $м$)
20	5	10,5	6300	4400	2400	260	17,5	8,5	23,5	10,5
		13,5					18,5		25,5	13,5
		16,5					19,5		28,5	16,5
		19,5					21,0		32,5	19,5
		22,5					22,0		36,0	22,5
		25,5					23,5		41,0	25,5
		28,5		5000			25,5		46,5	28,5
		31,5					26,5		50,0	31,5
30	5	10,5	6300	5100	2750	300	25,5	12,0	35,0	10,5
		13,5					27,0		39,0	13,5
		16,5					28,0		42,5	16,5
		19,5					30,0		47,5	19,5
		22,5					31,5		52,0	22,5
		25,5					33,0		56,5	25,5
		28,5					34,5		62,0	28,5
		31,5					36,0		67,5	31,5
50	10	10,5	6650	5250	3150	300	36,5	18,0	47,0	10,5
		13,5					40,0		51,5	13,5
		16,5					42,5		56,5	16,5
		19,5					45,0		61,5	19,5
		22,5					46,5		66,5	22,5
		25,5					48,0		72,0	25,5
		28,5					49,0		77,0	28,5
		31,5					51,5		84,0	31,5

Таблица 4.14

Краны мостовые электрические общего назначения грузоподъемностью от 5 до 50 m тяжелого режима работы (по ГОСТ 3332—54)

Краны с одним крюком

Грузоподъемность (в m)	Пролеты $L_к$ (в $м$)	Габаритные размеры (в $мм$): B	K	H	B_1	Наибольшее давление колеса на рельс P (в m)	Вес (в m): тележки	крана общий	Пролеты $L_к$ (в $м$)
5	11	5000	3500	1750	230	7,6	3,0	14,6	11
	14					8,1		16,4	14
	17					8,8		19,1	17
	20					9,5		21,8	20
	23	6500	5000			10,7		26,0	23
	26					11,3		29,0	26
	29					12,1		32,2	29
	32					12,8		34,3	32

Продолжение табл. 4.14

Грузоподъемность (в m)	Пролеты $L_К$ (в $м$)	Габаритные размеры (в $мм$)				Наибольшее давление колеса на рельс P (в m)	Вес (в m)		Пролеты $L_К$ (в $м$)
		B	K	H	B_1		тележки	крана общий	
	11					12,5		19,0	11
	14					13,0		21,0	14
	17		4400			13,5		23,0	17
10	20	6300		2100	260	14,5	5,6	26,0	20
	23					15,0		28,0	23
	26					16,0		31,0	26
	29		5000			17,5		36,8	29
	32					18,5		41,5	32
	11					15,0		22,5	11
	14					16,0		24,5	14
	17		4400			16,5		27,5	17
15	20	6300		2300	260	17,5	6,0	31,5	20
	23					18,5		35,0	23
	26					19,5		38,5	26
	29		5000			21,5		44,5	29
	32					22,5		48,5	32

Краны с двумя крюками

Грузоподъемность крюков (в m)		Пролеты $L_К$ (в $м$)	Габаритные размеры (в $мм$)				Наибольшее давление колеса на рельс P (в m)	Вес (в m)		Пролеты $L_К$ (в $м$)
главного	вспомогательного		B	K	H	B_1		тележки	крана общий	
		11,0					16,0		26,0	11,0
		14,0					17,0		28,0	14,0
		17,0		4400			18,0		30,0	17,0
15	3	20,0	6300		2300	260	19,0	7,8	34,0	20,0
		23,0					20,0		37,0	23,0
		26,0					21,0		40,0	26,0
		29,0		5000			23,0		47,0	29,0
		32,0					24,0		51,0	32,0
		10,5					18,5		25,0	10,5
		13,5					19,5		27,0	13,5
		16,5					20,5		30,0	16,5
20	5	19,5	6300	4400	2400	260	22,0	9,3	33,5	19,5
		22,5					23,0		37,0	22,5
		25,5					24,5		41,0	25,5
		28,5					26,0		46,5	28,5
		31,5		5000			27,0		51,0	31,5

Продолжение табл. 4.14

Грузоподъемность крюков (в *т*) главного	Грузоподъемность крюков (в *т*) вспомогательного	Пролеты $L_к$ (в *м*)	Габаритные размеры (в *мм*) *B*	*K*	*H*	B_1	Наибольшее давление колеса на рельс *P* (в *т*)	Вес (в *т*) тележки	Вес (в *т*) крана общий	Пролеты $L_к$ (в *м*)
30	5	10,5 13,5 16,5 19,5 22,5 25,5 28,5 31,5	6300	5100	2750	300	25,5 27,5 29,5 31,0 32,5 33,5 35,5 36,5	12,5	36,5 40,0 44,5 50,0 54,5 59,0 65,0 70,0	10,5 13,5 16,5 19,5 22,5 25,5 28,5 31,5
50	10	10,5 13,5 16,5 19,5 22,5 25,5 28,5 31,5	6650	5250	3150	300	37,5 40,5 43,0 45,0 47,0 49,0 50,5 52,5	18,5	49,0 53,0 58,5 64,5 69,0 74,0 79,5 86,0	10,5 13,5 16,5 19,5 22,5 25,5 28,5 31,5

СНЕГОВЫЕ НАГРУЗКИ

Нормативная снеговая нагрузка на 1 $м^2$ площади горизонтальной проекции покрытия должна определяться по формуле

$$p_с = pc,$$

где p — вес снегового покрова в $кг/м^2$, принимаемый в зависимости от района СССР по табл. 4.15;

c — коэффициент, принимаемый в зависимости от профиля покрытия по табл. 4.16.

Коэффициент перегрузки n для снеговых нагрузок следует принимать равным 1,4.

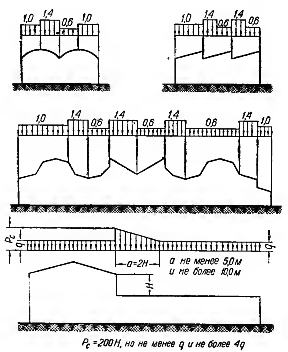


Рис. 4.5. Значение коэффициента c в зависимости от профиля покрытия.

Таблица 4.15

Вес снегового покрова *p*

Районы СССР (принимаются по рис. 4.6)	Вес снегового покрова (в $кг/м^2$)
I	50
II	70
III	100
IV	150
V	200

Примечание. В горнистых местностях, а также в районах Крайнего Севера и Дальнего Востока вес снегового покрова p в $кг/м^2$ должен приниматься численно равным $2h$, где h — высота снегового покрова в *см*, принимаемая по данным метеорологических наблюдений как средняя из максимальных ежегодных на защищенном месте за 10 лет. В горнистых местностях вес снегового покрова принимать не менее 60 $кг/м^2$.

Таблица 4.16

Значение коэффициентов *c*

Профиль покрытия	c	Примечание
Покрытия простые, односкатные и двускатные: при $\alpha \leqslant 25°$ . . . . . . при $\alpha \geqslant 60°$	1,0 0	При промежуточных значениях угла наклона покрытия к горизонту α значение коэффициента c определяется по интерполяции
Покрытия сводчатые простые	$\frac{l}{10f}$	где l — пролет свода, f — подъем свода. Коэффициент c должен быть не более 1,0 и не менее 0,3.
Покрытия сложные с поперечными или продольными фонарями, с неодинаковой высотой отдельных частей и т. п.	Согласно рис. 4.5	Разность в высотах H исчисляется в метрах. При определении величины снеговой нагрузки в местах примыкания низкого здания к высокому (рис. 4.5) в случае наличия световых или аэрационных проемов в стене, образующей перепад, высота перепада H в формуле $P_c = 200H$ (но не менее q и не более $4q$, где $q = p$ — весу снегового покрова — по табл. 4.15) принимается равной расстоянию от низа проема до кровли примыкающего низкого здания. Сочетания нагрузок с учетом трапецоидальной снеговой нагрузки на участке $a = 2H$ относятся к дополнительным сочетаниям. При расчете колонн вместо трапецоидальной снеговой нагрузки следует принимать равномерную нагрузку, величина которой равна p (по табл. 4.15).

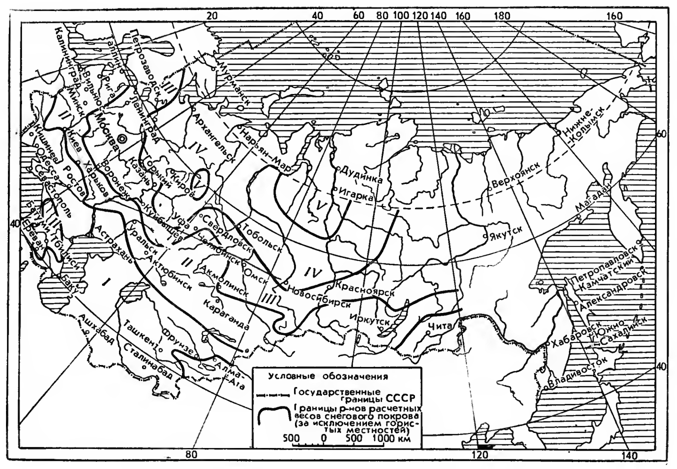


Рис. 4.6. Карта районирования территории СССР по весу снегового покрова.

ВЕТРОВЫЕ НАГРУЗКИ

Нормативная ветровая нагрузка принимается нормальной к поверхности сооружения или его части и определяется по формуле

$$q_в = kQ,$$

где Q — скоростной напор ветра в *кг/м²*, определяемый по табл. 4.17.
k — аэродинамический коэффициент — по табл. 4.18.

Таблица 4.17

Величины скоростного напора ветра (в *кг/м²*)

Географические районы	На высоте над поверхностью земли		
	до 10 *м*	20 *м*	100 *м*
I район — вся территория СССР, за исключением II, III и IV районов	30	40	100
II район — береговая полоса океанов и морей, за исключением III и IV районов	55	70	150
III район — береговая полоса Черного моря протяженностью от г. Анапы до г. Туапсе	100	100	200
IV район — береговая полоса Баренцова, Карского, Лаптевых, Восточно-Сибирского, Чукотского и Берингова морей и их заливов, острова на указанных морях, береговая полоса залива Шелехова, полуостров Камчатка, остров Сахалин, Курильские и Командорские острова	По особым нормам Н-116-54		

Примечания: 1. Ширина береговой полосы принимается равной 100 *км*, но не далее, чем до ближайшего хребта.

2. Для высот, промежуточных между указанными в табл. 4.17, величина скоростного напора определяется линейной интерполяцией.

3. В пределах отдельных зон зданий и сооружений (при высоте каждой зоны не более 10 *м*) величину скоростного напора допускается принимать постоянной и определять ее для средней точки зоны

Таблица 4.18

Основные аэродинамические коэффициенты *k*

Элементы поверхности сооружений	k
Вертикальные поверхности с наветренной стороны, положительное давление	+0,8
Вертикальные поверхности с подветренной стороны, отрицательное давление	—0,6
Вертикальные или отклоняющиеся от вертикали не более чем на 50° поверхности в зданиях с многорядным расположением фонарей и тому подобными сложными профилями:	
а) для наветренных крайних и всех возвышающихся поверхностей, положительное давление	+0,8
б) для подветренных крайних и всех возвышающихся поверхностей, отрицательное давление	—0,6
в) для наветренных промежуточных поверхностей, положительное давление	+0,4
г) для подветренных промежуточных поверхностей, отрицательное давление	—0,4
Наклонные поверхности в зданиях без фонарей или с однорядным расположением фонарей, а также горизонтальные поверхности в зданиях с многорядным расположением фонарей	Согласно рис. 4.7

Примечание. Ветровые нагрузки для специальных сооружений (высотные сооружения, мачты, трубы, линии электропередачи, башни, купола, резервуары и т. п.), а также динамические коэффициенты, учитывающие порывистость ветра, принимаются в соответствии с указаниями специальных технических условий.

Величина скоростного напора ветра для зданий и сооружений, расположенных в местах с резко выраженным рельефом земной поверхности (значительная холмистость и т. п.) и в поймах больших рек, должна

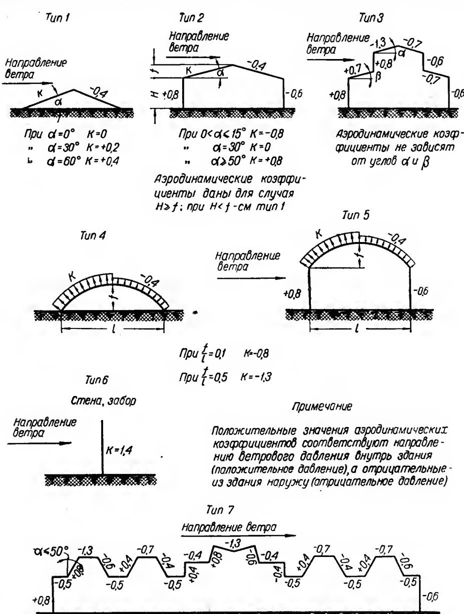


Рис. 4.7. Величины аэродинамических коэффициентов для покрытий разных профилей.

приниматься равной $\frac{v^2}{16}$ *кг/м²*, но не менее величины, указанной в табл. 4.17, где v — наибольшая скорость ветра (в *м/сек*), принимаемая по данным метеорологических наблюдений.

Коэффициент перегрузки n для ветровых нагрузок должен приниматься равным 1,2.

Примечание. При расчете стен и колонн направленная против ветра составляющая ветровой нагрузки, действующей на покрытие, не учитывается.

КОЛЕБАНИЯ НАРУЖНОЙ ТЕМПЕРАТУРЫ

Для определения расчетных колебаний температуры оси конструкции необходимо предварительно определить с помощью карт январских и июльских изотерм (рис. 4.8 и 4.9) расчетные наинизшую и наивысшую температуры для географического пункта, в котором предусматривается постройка проектируемого сооружения. Затем, в зависимости от характера конструкции и ее размеров, по табл. 4.19, 4.20, 4.21 устанавливаются расчетные (наинизшая T_{min} и наивысшая T_{max}) температуры оси конструкции, соответствующие определенным изотермам.

Задаваясь температурой оси конструкции, которая будет иметь место в момент раскружаливания ее, т. е., устанавливая так называемую температуру замыкания $T_з$, можно вычислить расчетные колебания температуры оси конструкции:

$$\Delta T_+ = T_{max} - T_з;$$
$$\Delta T_- = T_{min} - T_з.$$

Таблица 4.19

Температура по оси конструкций, подверженных влиянию наружного воздуха с двух сторон (плиты, своды)

Изотермы	Толщина конструкций (в *м*)						
	0,8	1,2	1,6	2,0	3,0	4,0	5,0
	Наинизшая температура T_{min} (—)						
Верхоянск	53	51	50	48	45	41	38
Якутск	47	45	43	42	38	34	31
Олекминск	42	38	35	34	31	28	25
—30	34	31	29	28	26	24	22
—25	30	27	24	23	21	20	18
—20	25	23	20	18	17	15	14
—10	15	13	11	9	8	7	6
— 5	9	8	6	5	4	3	2
0	3	2	2	1	0	0	0
	Наивысшая температура T_{max} (+)						
Кола	17	15	13	12	10	10	9
+15	18	17	15	14	13	11	10
+20	22	20	20	19	18	16	15
+25	25	25	24	24	23	22	20
Ташкент	28	28	27	27	25	24	22

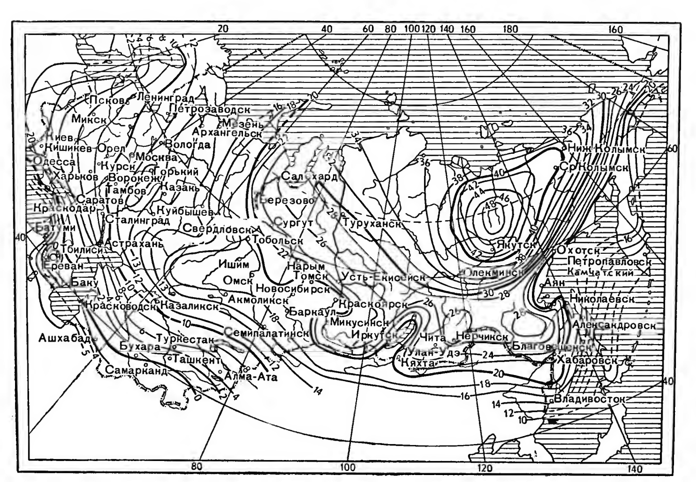


Рис. 4.8. Карта январских изотерм (градусы у изотерм соответствуют отрицательным температурам).

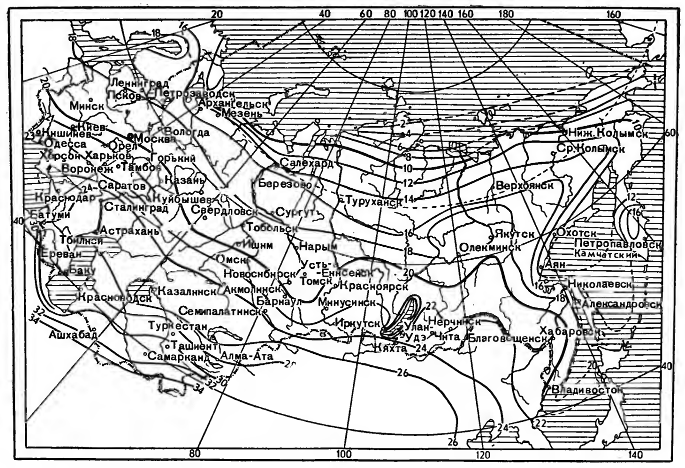


Рис. 4.9. Карта июльских изотерм (градусы изотерм соответствуют отрицательным температурам).

Таблица 4.20

Температура по оси конструкций, подверженных влиянию наружного воздуха с четырех сторон

Изотермы	Сечение конструкций (в *м*)				
	до 0,8×0,8	1,2×1,2	1,6×1,6	2,0×2,0	3,0×3,0
	Наинизшая температура T_{min} (—)				
Верхоянск	55	53	52	50	49
Якутск	50	48	45	44	42
Олекминск	45	42	40	37	34
—30	40	36	33	31	28
—25	33	30	28	26	23
—20	29	25	23	21	19
—15	23	20	18	17	14
—10	18	15	14	12	9
— 5	12	9	7	7	5
0	4	3	2	2	1
	Наивысшая температура T_{max} (+)				
Кола	19	17	16	15	12
+15	20	18	17	16	14
+20	22	21	21	20	19
+25	26	25	25	25	24

Таблица 4.21

Температура по оси сводов с забуткой в ключе толщиной 1 *м*

Изотермы	Толщина сводов (в *м*)				
	до 0,8	1,2	1,6	2,0	3,0
	Наинизшая температура T_{min} (—)				
Верхоянск	49	49	46	45	42
Якутск	42	41	39	39	35
Олекминск	34	34	33	31	30
—30	29	28	27	26	25
—25	24	23	22	21	19
—20	20	19	18	17	15
—15	15	14	13	12	11
—10	11	9	9	8	7
— 5	6	5	4	4	3
0	2	1	1	1	0
	Наивысшая температура T_{max} (+)				
Кола	13	11	11	11	9
+15	15	13	13	12	11
+20	19	19	18	18	16
+25	24	25	23	23	21
Ташкент	27	26	26	25	24

СЕЙСМИЧЕСКИЕ НАГРУЗКИ

Нормативные сейсмические нагрузки принимаются равными сейсмическим силам инерции, определяемым в соответствии с «Нормами и правилами строительства в сейсмических районах» (СН-8-57).

Расчетные нагрузки при расчете конструкций на сейсмостойкость по методу расчетных предельных состояний определяются по СН-8-57.

Литература по определению нагрузок

Строительные нормы и правила, часть II, Нормы строительного проектирования, Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре, 1954.

ГОСТ 3332—54, Краны мостовые электрические общего назначения грузоподъемностью от 5 до 50 *т* среднего и тяжелого режимов работы. Основные параметры и размеры, Москва, 1955.

ГОСТ 7464—55, Краны мостовые электрические общего назначения грузоподъемностью от 5 до 50 *т* легкого режима работы. Основные параметры и размеры. Москва, 1955.

Нормы и правила строительства в сейсмических районах (СН-8-57), Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре, 1957.

Указания по учету эксплуатационных нагрузок при проектировании силосов (у 115-55/МСПМХП), Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре, 1955.

Технические условия проектирования мостов и труб на железных дорогах нормальной колеи, ТУПМ-56, Трансжелдориздат, 1957.

Нормы подвижных вертикальных нагрузок для расчета искусственных сооружений на автомобильных дорогах (Н-105-53), Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре, 1953.

Основные положения по унификации конструкций производственных зданий, Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре, 1957.

Расчетные нагрузки, Ленинградское отделение треста «Союзстройпроект», 1954.

Справочные данные для расчета конструкций от собственного веса элементов зданий, Серия КО-60, Промстройпроект, 1957.

ОГЛАВЛЕНИЕ

Раздел II

Примеры расчета и конструирования

Раздел III

Статический расчет конструкций